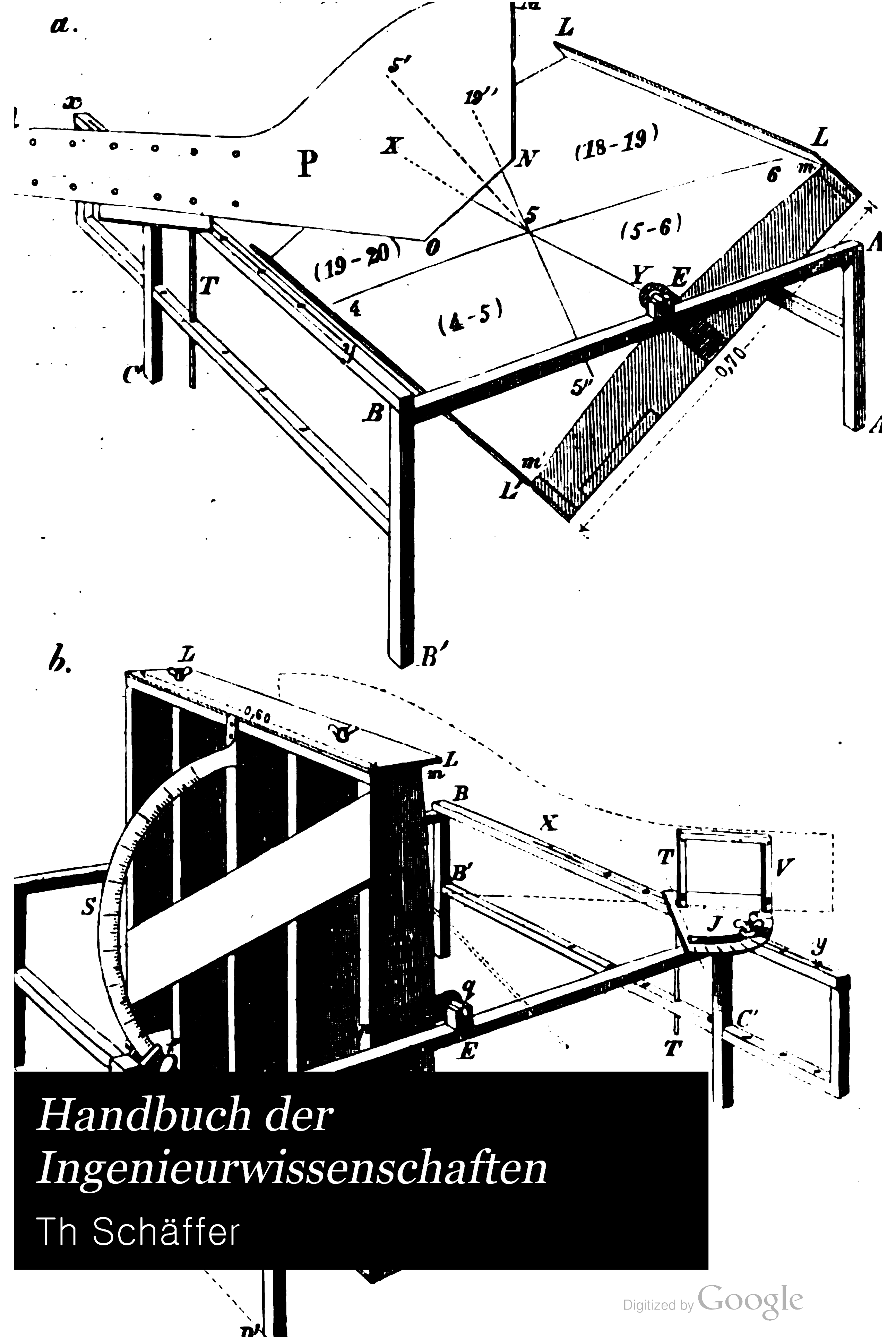

a.
b.
Handbuch der Ingenieurwissenschaften
Th Schäffer
Digitized by Google

HANDBUCH

der

INGENIEURWISSENSCHAFTEN

in vier Bänden.

Zweiter Band:

Der Brückenbau.

Herausgegeben

von

Th. Schäffer und Ed. Sonne.

Erste Abteilung.

Zweite vermehrte Auflage.

Leipzig
Verlag von Wilhelm Engelmann.
1886.

Der

BRÜCKENBAU.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften II. Band.

Erste Abteilung.

Die Brücken im allgemeinen. Steinerne und hölzerne Brücken, Aquadukt- und Kanalbrücken, Kunstformen des Brückenbaues

bearbeitet von

R. Baumeister, F. Heinzerling, G. Mehrtens, Th. Schäffer, Ed. Sonne,

herausgegeben von

Dr. Th. Schäffer,
Geheimer Oberbaurat in Darmstadt,

und

Ed. Sonne,
Baurat, Professor
an der technischen Hochschule daselbst.

Zweite vermehrte Auflage.

Mit 225 Holzschnitten, Sachregister und 28 lithographierten Tafeln.

Leipzig
Verlag von Wilhelm Engelmann
1886.

Vorwort
zu der zweiten Auflage.

Bei der ersten Auflage dieses Werkes hatten wir, wie auch in dem betreffenden Vorworte angedeutet ist, ein von anderer Hand begonnenes Werk durchzuführen und konnten deshalb nicht Alles so, wie wir es wünschten, gestalten. Bei der nunmehr erscheinenden zweiten Auflage desselben sind durch das Wegfallen dieser Beschränkung mancherlei Veränderungen und Verbesserungen ermöglicht, wie aus Nachstehendem hervorgehen wird.

Wegen der mannigfachen Beziehungen des ersten Kapitels, welches die Brücken im allgemeinen behandelt, zu allen folgenden, namentlich aber auch, um unsere Mitarbeiterschaft an der vorliegenden ersten Abteilung, welche bei der ersten Auflage uns versagt geblieben war, zu ermöglichen, hat Baurat Heinzerling die Bearbeitung des genannten Kapitels auf besonderen Wunsch an die Herausgeber abgetreten. Hierfür sind wir ihm zu Dank verpflichtet, nicht minder auch Herrn Bauinspektor Wilcke, welcher der Auffassung, dass die Grundzüge der Gewölbe-Theorie fernerhin nicht als ein besonderes Kapitel, sondern als ein Teil des Kapitels über steinerne Brücken zu behandeln und dementsprechend von Herrn Baurat Heinzerling zu bearbeiten seien, bereitwillig beigepflichtet hat. Das Kapitel über Aquadukt- und Kanalbrücken haben wir in Hinblick auf die ausgiebige Verwendung von Stein und Holz zu diesen Bauwerken aus der zweiten in die vorliegende Abteilung übertragen.

Von Vervollständigungen, welche innerhalb des Rahmens der einzelnen Kapitel vorgenommen sind, mögen hier erwähnt werden: die Aufnahme neuer Paragraphen in die Kapitel über Stein- und Holzbrücken, welche die angreifenden Kräfte, das Material und die Materialwiderstände behandeln, die Erweiterung der Besprechung der steinernen Brücken bezüglich Gröfse, Zahl

und Form der Öffnungen bei Strom- und Thalbrücken und bezüglich der verschiedenen Anordnungen schiefer Brücken, sodann im dritten Kapitel (Ausführung der steinernen Brücken) die eingehendere Erörterung der Vorbereitung und Leitung der Bauarbeiten, eine Erweiterung der Besprechung der Lehrgerüste, der Ausführung der schiefen Brücken, der Formänderung der Gewölbe und der Mittel zur Verminderung derselben. In das vierte Kapitel (hölzerne Brücken) ist ein neuer Paragraph über Gerüstbrücken, Kriegsbrücken und andere interimistische Brücken aufgenommen und die Besprechung der Fachwerkbrücken durch Berücksichtigung der Konstruktionen aus Holz und Eisen, welche bislang in der zweiten Abteilung behandelt waren, erweitert. Dass neben den namhaft gemachten Änderungen der Text durchweg verbessert ist, dass die Litteraturnotizen vervollständigt sind u. s. w., wird ein Vergleich der vorliegenden mit der ersten Auflage unschwer erkennen lassen.

Wir haben an dieser Stelle allen Fachgenossen, auch denjenigen jenseit des Oceans, zu danken, welche uns über Mängel der ersten Auflage Mitteilung gemacht haben und werden ähnliche Mitteilungen auch in Zukunft gern entgegennehmen.

Eine neue Bearbeitung der Fortsetzung des Werkes ist eingeleitet und es folgt nachstehend eine Übersicht der in Aussicht genommenen Kapitel-Einteilung.

Darmstadt, im Februar 1886.

Schäffer. Sonne.

Handbuch des Brückenbaus.

Übersicht des Inhalts der einzelnen Kapitel.

Erste Abteilung.

I. Die Brücken im allgemeinen.
II. Steinerne Brücken.
III. Ausführung und Unterhaltung der steinernen Brücken.
IV. Hölzerne Brücken.
V. Aquadukt- und Kanal-Brücken.
VI. Die Kunstformen des Brückenbaus.

Zweite Abteilung.

VII. Die eisernen Brücken im allgemeinen.
VIII. Die Brückenbahn.
IX. Theorie der eisernen Balkenbrücken.
X. Konstruktion der eisernen Balkenbrücken.
XI. Bewegliche Brücken.

Dritte Abteilung.

XII. Eiserne Bogenbrücken.
XIII. Hängebrücken.
XIV. Eiserne Pfeiler.
XV. Theoretische Gewichtsbestimmung eiserner Brücken.
XVI. Ausführung und Unterhaltung der eisernen Brücken.

Inhalts-Verzeichnis
der ersten Abteilung.

V. Kapitel.
Aquadukt- und Kanalbrücken.

Bearbeitet von Ed. Sonne, Baurat, Professor an der technischen Hochschule zu Darmstadt.

(Hierzu Tafel XXIV, XXV und 5 Holzschnitte.)

VI. Kapitel.
Die Kunstformen des Brückenbaues.

Bearbeitet von R. Baumeister, Oberbaurat, Professor an der techn. Hochschule zu Karlsruhe.

(Hierzu Tafel XXVI bis XXVIII und 25 Holzschnitte.)

Atlas von 28 Tafeln nebst Inhaltsverzeichnis.



Einleitung.

Die einzelnen Zweige der Ingenieurwissenschaften sind unter sich und mit anderen Zweigen nicht nur der Technik, sondern auch der Kunst, der mathematischen und der Naturwissenschaften in inniger Weise verbunden. Dies hinsichtlich des Brückenbaues zu zeigen, ist der Zweck der nachstehenden einleitenden Bemerkungen, bei welchen das Augenmerk namentlich auf die Beziehungen des Brückenbaues zu der Architektur, zur Mechanik, zum Wasser-, Strafsen- und Eisenbahnbau, sowie zu den Militärwissenschaften gerichtet werden soll. Diese Bemerkungen werden zugleich die Grenzen erkennen lassen, innerhalb deren das vorliegende Werk sich bewegt, sie werden auch zeigen, inwiefern andere Teile unseres Handbuchs die Besprechung des Brückenbaues ergänzen.

Zu der Architektur steht der Brückenbau in nahen Beziehungen, weil die Brücken eine künstlerische Behandlung in vielen Fällen nicht allein gestatten, sondern fordern, und es werden deshalb die Brücken im Gegensatz zu den Nützlichkeitsbauten des Ingenieurs nicht mit Unrecht den sog. Kunstbauten beigezählt. Indem die Brücke der Förderung des Verkehrs und somit der Civilisation dient, ist ihr Zweck ein erhabener, und dies sollte dem Auge des Beschauers wahrnehmbar sein. Sobald nun die Bedeutung eines Bauwerks in der äufseren Erscheinung desselben zum Ausdruck kommen soll, ist Anwendung der Kunst geboten. Die Ausübung der Kunst beim Brückenbau ist aber eine eigenartige, wenn auch an die Architektur sich anlehnende und es ist angezeigt, die hierbei in Betracht kommenden Mittel und Anordnungen in einem besonderen, den „Kunstformen des Brückenbaues" gewidmeten Kapitel zu besprechen.

Wenn sich hiernach ein wichtiger Zusammenhang zwischen dem Brückenbau und der Architektur ergiebt, so darf doch auch der Umstand nicht unerwähnt bleiben, dafs für den Brückenbau und den Hochbau die Konstruktionselemente teils dieselben, teils nahe verwandt sind, wie solches bei der Verwendung derselben Materialien und beim Vorhandensein ähnlicher Beanspruchung durch ruhende und bewegte Lasten, durch Wind und Witterungsverhältnisse nicht anders sein kann. Einzelne Konstruktionen, z. B. Treppenanlagen und Bedachungen, welche zwar auch beim Brückenbau, häufiger aber beim Hochbau vorkommen, pflegt man in ihren Einzelheiten selbstverständlich bei letzterem zu besprechen.

Die Beziehungen des Brückenbaues zur Architektur treten aus naheliegenden Gründen besonders bei den steinernen Brücken zu Tage, während es vornehmlich die eisernen Brücken sind, welche ein Band zwischen dem Brückenbau und den grundlegenden Wissenschaften des Ingenieurfaches, insbesondere der Mechanik, herstellen. Namentlich seit durch ausgiebige Verwendung des Schweifseisens und des Stahls Werke von erstaun-

licher Gröſse und Kühnheit möglich geworden sind, ist es mehr und mehr Bedürfnis geworden, die Formen und die Dimensionen der eisernen Brücken in Wege der Rechnung zu begründen. Dies hat zur Heranbildung eines besonderen Zweiges der Wissenschaft — Ingenieur-Mechanik oder Theorie der Konstruktionen genannt — welcher ebensowohl zu den mathematischen Wissenschaften, wie zu den Ingenieur-Wissenschaften gerechnet werden kann, wesentlich beigetragen. Derselbe umfaſst auſser der Theorie der Eisenkonstruktionen bekanntlich auch die aus früherer Zeit stammenden, jetzt aber wesentlich vervollkommneten Theorien der Gewölbe, des Erddrucks und der Stützmauern. Wesentliche Erleichterungen verdankt die Theorie den Konstruktionen der Graphostatik, letztere aber ihre Verbreitung in technischen Kreisen vorzugsweise ihrer erfolgreichen Verwendung beim Entwerfen von Brücken und Dächern. — Die theoretische Begründung der Konstruktionen ist nun in vielen Fällen so unentbehrlich und mit dem Entwerfen derselben so innig verbunden, daſs es sehr erwünscht gewesen wäre, wenn die nachstehende Besprechung des Brückenbaues auf einer zusammenhängenden Behandlung der Theorie der Konstruktionen hätte fuſsen können. Da aber eine entsprechende Erweiterung unseres Handbuchs mit der bei demselben eingeführten Arbeitsteilung schwer vereinbar sein würde und deshalb nicht beabsichtigt wird, so blieb nichts übrig, als an geeigneten Stellen dieses Werks das zur wissenschaftlichen Begründung der Konstruktionen erforderliche einzuschalten.

Wenn nach Obigen beim Projektieren der Brücken die Mechanik unentbehrlich ist, so kann dasselbe in Bezug auf die Ausführung derselben hinsichtlich gewisser Zweige des Maschinenbaues gesagt werden. Bei der Ausführung handelt es sich u. a. um die Bewältigung des in die Baugruben eindringenden Wassers mittels Wasserschöpfmaschinen, um den Transport und das Heben einzelner Konstruktionsteile, um die Fortschaffung des gesamten Überbaues eiserner Brücken von dem Orte der Montierung nach dem definitiven Platze. Hierzu und zu anderen Ausführungsarbeiten sind maschinelle Einrichtungen in groſser Anzahl und Mannigfaltigkeit erforderlich. Die allgemeine Anordnung einiger dieser Vorrichtungen, welche man zu den sog. Baumaschinen zu rechnen pflegt, wird in geeigneten Kapiteln des vorliegenden Bandes besprochen, die Mehrzahl derselben und namentlich ihre specielle Einrichtung ist jedoch in dem vierten Bande unseres Handbuchs behandelt. — Eine direkte Anwendung des Maschinenbaues findet bei den beweglichen Brücken statt, bei welchen die Aufgabe gestellt ist, Brückenträger von bedeutendem Gewicht unter möglichster Ersparung von bewegenden Kräften, durch die Hand weniger Menschen oder unter Zuhilfenahme von Wasserdruckmaschinen zu drehen, zu heben oder vorwärts zu schieben.

Im Anschluſs an die Erwähnung der beweglichen Brücken ist der Beziehungen des Brückenbaues zu den Militärwissenschaften zu gedenken. Bei der Landesverteidigung oder im Kriege hat der Brückenbau eine nicht geringe Bedeutung, bei Festungen beispielsweise der Bau beweglicher Brücken, bei Fluſsüberschreitungen derjenige provisorischer Schiffbrücken u. s. w. Ferner ist bei allen wichtigeren Strombrücken auf Anordnungen Bedacht zu nehmen, welche im Notfalle eine sofortige Zerstörung des Bauwerks oder eines Teils desselben gestatten. Von den eigentümlichen Anordnungen, welche sich aus den Anforderungen der Landesverteidigung und des Krieges für die Brücken ergeben, sollen einige bei passender Gelegenheit hervorgehoben werden; eine vollständige Darstellung des militärischen Brückenbaues ist jedoch nicht beabsichtigt.

Am nächsten steht die Brückenbaukunde den sonstigen Fachwissenschaften des Ingenieurs und es ist oft schwer, die entsprechenden Grenzen zu ziehen. Dies ist

namentlich hinsichtlich des Brückenbaues und des Wasserbaues der Fall, es zeigt sich in hervorragender Weise bei der Bestimmung der Durchflufsweiten der Brücken, deren Schwerpunkt in hydrotechnischen Ermittelungen liegt. Dementsprechend ist in die zweite Auflage des dritten Bandes dieses Werks ein besonderes Kapitel, welches den bezeichneten Gegenstand behandelt, aufgenommen worden.

Die Wasserstrafsen und in beschränkter Weise auch die Hafenanlagen, erfordern Brücken und Durchlässe in grofser Anzahl und zwar teils solche gewöhnlicher Konstruktion, teils solche, welche mittels ihres Überbaues eine Wasserstrafse tragen. An diese schliefsen sich sodann diejenigen Brücken an, welche kleinere Wasserläufe und Wasserleitungen überführen; vereinzelt kommen Wasserleitungsbrücken auch in Werkkanälen vor. Lage und Hauptdimensionen dieser Bauwerke können nur beim Wasserbau besprochen werden, während die Einzelheiten derselben dem V. Kapitel des vorliegenden Bandes zugewiesen sind.

Die Kanalbrücken und die Wasserleitungsbrücken kann man mit Recht als Brücken bezeichnen, eine Anzahl anderer brückenartiger Bauwerke aber pflegt jenen Namen gar nicht oder nur ausnahmsweise zu führen. Es werden dementsprechend die betreffenden Anordnungen und Konstruktionen am besten im dritten Bande des Handbuchs erörtert. In dieser Beziehung ist Folgendes hervorzuheben:

1) Bei der Herstellung von Bewässerungs- und Entwässerungskanälen, auch beim Bau von Schiffahrtskanälen, in vereinzelten Fällen selbst beim Bau von Eisenbahnen schneiden die Wasserstandslinien der Wasserläufe, welche die genannten Anlagen kreuzen, den Körper derselben in einer solchen Höhe, dafs ein Durchlafs gewöhnlicher Art nicht erbaut werden kann. Man mufs alsdann ein Bauwerk herstellen, dessen Öffnung unter Umständen vom Wasser ganz gefüllt wird, sodafs auch die Decke Wasserdruck erfährt. Der Anschlufs an die Betten des Wasserlaufs wird durch Fallkessel vermittelt. Derartige Unterleitungen (Düker) werden aus Holz, aus Stein oder aus Eisen hergestellt, sie sind den Rohrleitungen nahe verwandt und werden nicht selten durch diese ersetzt. — Näheres über Unterleitungen findet man im dritten Bande des Handbuchs (2. Aufl.) Kap. III, § 7.

2) Fast alle beweglichen Wehre, namentlich die Schützenwehre, sind mit Brücken versehen, welche den Zugang zu den beweglichen Teilen des Stauwerks herstellen, oft sind dieselben auch mit Brücken, welche Verkehrszwecken dienen, kombiniert. Diese Brücken zeigen mitunter eigentümliche Konstruktionen, welche dadurch veranlafst werden, dafs sie bedeutenden, von dem Druck des Wassers auf jene beweglichen Vorrichtungen herrührenden Horizontalkräften zu widerstehen haben. Indessen kommt auch der Fall vor, dafs die Brücke das vorwaltende und die mit derselben vereinigte Stauvorrichtung das untergeordnete Bauwerk ist. Es wird nicht beabsichtigt, die in Verbindung mit Stauwerken auftretenden Brücken eingehend zu besprechen. Die allgemeinen Regeln, welche einerseits für Brücken-, andererseits für Stauwerke gelten, lassen sich ohne Schwierigkeit auf die genannten Bauwerke übertragen.

3) Brückenartige Bauwerke kommen ferner in den Deichen zur Verbindung der Wasserläufe des Binnenlandes mit dem Aufsenwasser, sowie zur Abhaltung des Aufsenwassers von den eingedeichten Ländereien in grofser Anzahl vor. Man nennt dieselben bekanntlich Deichschleusen oder Siele. Die in Flufsdeichen angelegten Deichschleusen werden — abgesehen von den zum zeitweiligen Abschlufs des Wassers dienenden Vorkehrungen — oft ganz wie die Durchlässe der Strafsen und Eisenbahnen konstruiert. Bei den in Seedeichen hergestellten Sielen sind die Konstruktionen eigentümlicher und

mannigfaltiger. Die Besprechung der Deichschleusen ist Gegenstand des XV. Kapitels im dritten Bande des Handbuchs, welches jedoch in mehrfacher Beziehung durch die Besprechung des Brückenbaues ergänzt wird. Auf der anderen Seite ist aber aus der Konstruktion der Deichschleusen mancher nützliche Wink für solche Brücken zu entnehmen, welche auf nachgiebigem Untergrunde zu erbauen und stark belastet sind.

4) Es ist noch auf die nahen Beziehungen aufmerksam zu machen, welche zwischen den Landungsbrücken und den beweglichen Brücken, insbesondere den Schiffbrücken bestehen. Die allgemeine Anordnung der Landungsbrücken wird in dem XX. Kapitel des dritten Bandes erörtert, für die Konstruktion ihrer Brückenträger sind jedoch die Untersuchungen des vorliegenden Bandes maſsgebend. Die Schiffbrücken selbst kann man mit demselben Recht in den Wasserbau, wie in den Brückenbau (wie hier geschehen) einreihen, die Eisenbahnschiffbrücken allenfalls auch in den Eisenbahnbau (vergl. das XIX. Kap. ersten Bandes des Handbuchs für specielle Eisenbahn-Technik, 4. Aufl.).

Der Straſsenbau und der Eisenbahnbau sind gleichfalls mit dem Brückenbau innig verwandt. Hierüber wird sich bei der allgemeinen Besprechung der Brücken das Nötige ergeben, sodaſs es nicht erforderlich ist, an dieser Stelle auf Einzelheiten einzugehen.

I. Kapitel.

Die Brücken im allgemeinen.

Bearbeitet von

Dr. Th. Schäffer, und **Ed. Sonne,**

Geheimer Oberbaurat in Darmstadt. Baurat, Professor an der technischen Hochschule daselbst.

(Hierzu Tafel I bis III und 16 Holzschnitte.)

---

§ 1. Zweck der Brücken und Grundzüge ihrer Geschichte. — Die Entwickelung des Brückenbaues geht Hand in Hand mit der Entwickelung der Verkehrsstrafsen des Binnenlandes, von welchen die Brücken ein Glied bilden. Die ersten Brücken werden in oft gebrauchten Pfaden für Fufsgänger und Reiter entstanden sein, indem über die natürlichen Wasserläufe grofse Steinplatten oder eine Anzahl Baumstämme gelegt und angemessen unterstützt wurden. Aus der Brücke für Fufsgänger und Reiter entwickelte sich die Strafsenbrücke, jene gewöhnlich in sich aufnehmend, gleichzeitig mit der Ausbildung des Strafsenbaues und der Vervollkommnung der Strafsenfuhrwerke. Aber auch für Wasserleitungen wurden schon im Altertum ansehnliche und namentlich hohe Brücken da erforderlich, wo Thäler eine solche Leitung durchkreuzten.

Das Mittelalter brachte aufser den angegebenen wesentlich neue Arten von Brücken nicht, — man kann indessen wohl annehmen, dafs die Burgen des Mittelalters schon mit beweglichen Brücken einfacher Art ausgerüstet gewesen sind — anders die neuere Zeit mit ihren neuen Arten von Verkehrswegen. Unter ihnen sind als die zuerst ausgebildeten die Schiffahrtskanäle zu nennen. Es kam zu den namhaft gemachten Arten die Kanalbrücke hinzu, während gleichzeitig der Bau der Strafsenbrücken Fortschritte machte, denn an jeder Stelle, woselbst ein Schiffahrtskanal eine Strafse kreuzte, wurde eine Brücke erforderlich. Hierbei sind auch die beweglichen Brücken weiter ausgebildet, wohl aber noch mehr durch den Festungsbau, bei welchem die bewegliche Brücke früher eine grofse Rolle gespielt hat.

In der zweiten Hälfte des vergangenen Jahrhunderts trat mit dem Eisenbahnbau die Eisenbahnbrücke auf und es waren nun Wasserläufe, Fufswege, Strafsen und Schiffahrtskanäle teils zu überschreiten, teils auf Brücken über die Eisenbahnen hinwegzuführen. Gleichzeitig wurde das Eisen aufser Holz und Stein, welche früher ausschliefslich gebraucht waren, ein Hauptmaterial für den Brückenbau. Diese beiden Veränderungen ruhen auf einer gemeinschaftlichen Grundlage, der Ausbildung der Massenproduktion des Eisens. Der ungeahnte Aufschwung des Verkehrs, welchen die Eisenbahnen zu wege gebracht haben, geht Hand in Hand mit einem ebenso energischen Aufschwunge des Brückenbaues.



Jetzt sind in kultivierten Ländern aufser den natürlichen Wasserläufen, den Wasserleitungen und Schiffahrtskanälen weit verzweigte Netze von Fufswegen, Strafsen und Eisenbahnen vorhanden und die Anlage eines neuen Verkehrsweges oder eines neuen künstlichen Wasserlaufes bringt die Aufgabe mit sich, die letzteren über die vorhandenen Wasserläufe u. s. w. oder unter denselben derart zu führen, dafs die älteren Anlagen, beziehungsweise die natürlichen Wasserläufe wenig oder gar nicht beeinträchtigt werden. Hierzu dienen die Brücken; verschiedene Höhe der vorhandenen und der neu herzustellenden Anlage ist somit für dieselben charakteristisch, während bei gleicher Höhe einfache Strafsenkreuzungen, Überfahrten über Eisenbahnen u. s. w. entstehen, welche bezüglich ihres Zweckes mit den Brücken verwandt, bezüglich ihrer technischen Behandlung aber von ihnen wesentlich verschieden sind.

Eine in Verkehrswegen befindliche Brücke hat demnach im allgemeinen den Zweck, die Unterbrechung zu beseitigen, welche bei der Kreuzung des Weges mit einem zweiten tiefer liegenden Wege oder mit einem Wasserlaufe, einer Schlucht u. dergl. entsteht. Der Zweck der Wasserleitungs- und Kanalbrücken ergiebt sich aus Vorstehendem ohne weiteres.

Die obigen Andeutungen über die geschichtliche Entwickelung der Brücken sollen nun in den §§ 2 bis 5 dieses Kapitels vervollständigt werden, eine Aufzählung der Arten, der Benennungen und der Hauptteile der Brücken wird sich im § 6 anschliefsen. Alsdann sind in den §§ 7 bis 12 die Vorstudien und Vorarbeiten zu erörtern, welche zu der Feststellung der Grundzüge eines Brückenprojekts führen, worauf unter §§ 13 bis 18 die Hauptteile der Brücken und schliefslich in § 19 die Nebenanlagen derselben übersichtlich vorgeführt werden sollen.

§ 2. Brücken des Altertums und des Mittelalters.[1]) Die ältesten Brücken wurden, wie bereits erwähnt, aus Steinplatten für kleinere und aus Baumstämmen oder hölzernen Balken für gröfsere Spannweiten hergestellt, während man sich zur Überschreitung von Flüssen und Strömen der Schiffe als Fähren oder, nebeneinander gereiht und durch eine Bahn verbunden, als Schiffbrücken bediente. Die älteste, uns bekannte feste Brücke über den Euphrat zu Babylon bestand aus beschlagenen, auf steinernen Pfeilern ruhenden Cedern- und Cypressenbalken. Steinbalkenbrücken sind aufser in anderen Ländern in Egypten und Griechenland aufgefunden, sie wurden von den Griechen bei etwas gröfseren Spannweiten zu Kragsteinbrücken ausgebildet, deren Öffnungen man durch einzelne, nach oben allmählich mehr vorspringende Steinschichten überbaute und oben durch gröfsere Steinbalken schlofs.

Die Herstellung steinerner Brücken mit noch gröfseren Spannweiten gelang erst mittels der Gewölbekonstruktion, deren Erfindung Posidonius dem zur Zeit des Perikles lebenden Philosophen und Mathematiker Democritos von Abdera zuschreibt. Vor allen waren es die Etrusker und Römer, welche die Wölbung bei dem Bau von Strombrücken, Viadukten und Aquadukten anwandten. Unter den ersteren sollen nur genannt werden die bis heute erhaltene Fabriciusbrücke und die Aeliusbrücke (die heutige Engelsbrücke) über die Tiber zu Rom, sowie die von Augustus erbaute Brücke zu Rimini, welche sämtlich mit Halbkreisbogen überwölbt und mit geschlossenen Brüstungen, sowie mit stromauf- und -abwärts zugeschärften Strompfeilern versehen wurden, unter letzteren der mit neun Bögen versehene Viadukt zwischen Rom und Gabii, sowie die über Bogenstellungen geführte Wasserleitung des Appius Claudius bei Rom, die Aquadukte bei

---

[1]) Aus der ersten, von Baurat Heinzerling in Aachen bewerkstelligten Bearbeitung des vorliegenden Kapitels ist dieser Paragraph im wesentlichen unverändert in diese neue Auflage übernommen.



Nismes (Nemausus) im südlichen Frankreich, bei Segovia und Tarragona in Spanien, sowie bei Zahlbach unfern Mainz.

Unter den Konstruktionen der hölzernen Brückenträger kannten die Römer aufser den gewöhnlichen Balkenbrücken, worunter der um 625 v. Chr. erbaute, durch die heldenmütige Verteidigung des Horatius Cocles berühmte *pons sublicius* (Pfahlbrücke) und die auf einen militärischen Übergang über den Rhein berechnete Jochbrücke des Cäsar gehörten, auch hölzerne Bogenbrücken, unter welchen die um das Jahr 104 n. Chr. erbaute Brücke des Trajan über die Donau — nach deren auf der Trajanssäule erhaltenen Abbildung zu urteilen — ein bereits sehr entwickeltes Konstruktionssystem besafs.

Aus der Zeit nach dem Untergange des weströmischen Reiches sind — aufser einigen durch die Gothen in Spanien und Italien ausgeführten Bauten, worunter sich der von Theodorich um das Jahr 500 n. Chr. errichtete Aquadukt von Spoleto auszeichnet, und aufser der durch Karl den Grofsen vom Jahre 803 bis 813 auf steinernen Pfeilern errichteten hölzernen Brücke über den Rhein bei Mainz — nur wenige Brücken von Bedeutung zu unserer Kenntnis gekommen, der Brückenbau geriet wohl in Verfall und nahm erst mit dem Beginn der Kreuzzüge und unterstützt durch die Entwickelung des Städtewesens im Mittelalter neuen Aufschwung.

An die Stelle der anfangs vorzugsweise in Frankreich, England, Deutschland und Italien im vollen Halbkreis über kurzen, dicken, auf grofsen stromverengenden Steinwürfen ruhenden Pfeilern ausgeführten Brückengewölbe mit stark ansteigender Fahrbahn traten später solche mit flacheren, bei der Fleischer-Brücke in Nürnberg selbst bis zu $^1/_8$ verdrückten Bögen, geringeren Wölbstärken und schlankeren Pfeilern, während die hölzernen Brückenträger bei den gewöhnlichen Balken-, Sprengwerk- und Hängebrücken stehen blieben. Die Fortschritte der gewölbten Bauten dieser Periode bezeichnen die im Jahre 1146 vollendete Donaubrücke zu Regensburg, die im Jahre 1260 vollendete alte Elbebrücke zu Dresden, die 1209 vollendete Themsebrücke zu London, die 1188 vollendete Rhonebrücke zu Avignon, die 1251 erbaute Trinitas-Brücke zu Florenz, die von 1587—1591 erbaute Rialto-Brücke in Venedig und viele andere.

Aus Vorstehendem geht hervor, dafs bei den Brückenträgern das Holz vorzugsweise als Balken und der Stein vorzugsweise zur Bildung von Gewölben verwendet wurde. Aber auch die Hängebrücken waren schon in sehr früher Zeit den Indiern, Chinesen und Japanesen bekannt, welche sie aus Seilen herstellten, worauf die Bretter der Bahn lagen oder an welche die aus Bambusrohr hergestellte Brückenbahn aufgehängt war. Die ersten mit eisernen Ketten versehenen Hängebrücken sollen von den Chinesen erbaut und mehrere hundert Jahr alt sein.

Einen weiteren Einblick in die Entwickelung des Brückenbaues früherer Zeiten, als obige kurze Übersicht zu geben vermag, verschafft das Studium der Geschichte einzelner hervorragender Brücken und Brückenarten, u. a. bei Benutzung der unten vermerkten Mitteilungen.[2]) Aufserdem ist auf die gröfseren geschichtlichen Werke zu verweisen, welche am Schlusse dieses Kapitels unter „Litteratur" namhaft gemacht sind.

---

[2]) Über die Ausführung römischer Ingenieur-Bauten. Engineer. 1875. Dez. S. 460. — Chinesische Hängebrücken. Scientif. Americ. 1876. Suppl. S. 691, daselbst 1877. Sept. S. 235. — **Rziha.** Bau der alten steinernen Brücke zu Regensburg. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1876, S. 342 und Allg. Bauz. 1828, S. 35. — Die alte Brücke über die Elbe in Dresden (Augustus-Brücke). Die Bauten von Dresden. Dresden 1878, S. 475. — Die alte Römerbrücke bei Mainz. Deutsche Bauz. 1882, S. 267. — Antike steinerne Brücke über den Satnioeis. Daselbst 1883, S. 21. — Die Brücken in Persien. Ann. des ponts et chaussées. 1883. Juli, S. 23. — Man vergl. auch **Heinzerling.** Historische Entwickelung der Brücken in Eisen, Stein und Holz. Allg. Bauz. $18^{68}/_{69}$ u. 1871.



§ 3. Entwickelung des Brückenbaues in Frankreich, England und Amerika. Die ersten beiden Jahrhunderte der neueren Zeit haben hinsichtlich der Entwickelung des Brückenbaues mit Ausnahme der Fortschritte, welche die Schiffahrtskanäle mit sich brachten, nicht viel von Belang aufzuweisen. Dagegen geht mit dem Aufschwunge des Strafsenbaues, welcher vom 17. Jahrhundert an, hauptsächlich aber im vergangenen Jahrhundert, statt fand, und noch mehr mit der Entwickelung des Eisenbahnbaues eine kräftigere Entfaltung des Brückenbaues Hand in Hand. Die Zeit derselben kann man bis 1825, dem Jahre der Eröffnung der ersten öffentlichen englischen Eisenbahn, rechnen, mit nicht weniger Recht aber bis zur Mitte des laufenden Jahrhunderts. Bis zu diesem Zeitpunkte wurden in Frankreich, England und Amerika, also in den Ländern, welche die Führung in der Technik früher ausschliefslich beanspruchen durften, bestimmte Materialien und Bauarten bevorzugt, nachher und mit der Blüte des Brückenbaues treten jedoch diese Eigentümlichkeiten in den Hintergrund. Man kann wohl sagen, dafs in der in Rede stehenden Zeit der Entfaltung des Brückenbaues Frankreich vorzugsweise die steinernen, England die eisernen und Amerika die hölzernen Brücken gefördert hat.

Was nun zunächst den Bau der steinernen Brücken in Frankreich betrifft, so bestand der Hauptfortschritt neben Ausbildung eleganter Formen der Brücken in einer kühneren und rationelleren Bauweise, welche ihrerseits aus einer mehr und mehr sich ausbildenden wissenschaftlichen Behandlung des Brückenbaues hervorging. Hierfür ist es von grofser Bedeutung, dafs eine im J. 1747 zu Paris gegründete Zeichenschule im J. 1760 zur *école des ponts et chaussées* erhoben wurde und dafs man die Ingenieure der Brücken und Strafsen zum Besuche derselben verpflichtete. Vorbedingung für eine derartige Mafsregel war jene Centralisation der staatlichen Einrichtungen, mit welcher Frankreich vorangegangen ist. Es mufs anerkannt werden, dafs dieses Land bezüglich wissenschaftlicher Behandlung des Brückenbaues lange Zeit allen anderen Ländern überlegen war, dafs insbesondere von den grundlegenden Wissenschaften die darstellende Geometrie mit ihrer Anwendung auf den Steinschnitt, von den Fachwissenschaften die Statik der Baukonstruktionen, namentlich auch die Gewölbetheorie, zuerst in Frankreich ausgebildet sind, dafs ebendaselbst eine rationelle Bestimmung der Lichtweiten der Brücken zuerst vorgenommen wurde u. s. f.

Von den französischen Brückenbaumeistern des vergangenen Jahrhunderts soll nur Perronet, als Ingenieur und als langjähriger Leiter der *école des ponts et chaussées*, von seinen Werken die i. J. 1774 vollendete Strafsenbrücke über die Seine bei Neuilly genannt werden, welche fünf elegante Korbbögen von nahezu 40 m Spannweite aufweist. Die Kühnheit der damaligen Ausführungen wird am besten durch das Verhältnis der Pfeilhöhe zur Spannweite gekennzeichnet, welche man bei einigen Stichbogengewölben zur Anwendung brachte. Dasselbe betrug bei der Brücke von Pontoise (1772) 1:13,5, bei der Brücke über den Loing bei Nemours (1805) sogar 1:17. Einen schwierigen Steinschnitt zeigt eine 1750 begonnene vierarmige spärisch gewölbte Brücke, an einer Stelle erbaut, woselbst in der Tiefe der Kanal von Calais mit dem Kanal von Ardres und in der Höhe zwei Strafsen kreuzen. Die Spannweiten gingen über die bereits im Mittelalter errichteten nicht wesentlich hinaus und man kann in runder Zahl annehmen, dafs die Spannweiten der gewölbten Brücken der in Rede stehenden Zeit und des Mittelalters bis 50 m betragen, etwa das doppelte der von den Römern erreichten Weiten.[3])

---

[3]) Im Folgenden werden die Spannweiten stets in abgerundeten Zahlen und mit Bezugnahme auf diejenige Brückenöffnung angegeben werden, welche die gröfste Spannweite aufweist.



Ausbildung und Verwendung der eisernen Brücken fanden vorzugsweise in England statt; Vorbedingung war, wie bereits erwähnt, die Massenproduktion des Eisens, und für diese der Reichtum des Landes an Eisenerzen und Kohlen, sowie eine hochentwickelte, vom Welthandel genährte Industrie. Indirekt sind deshalb die Förderer der Eisenindustrie, Lord Dudley, Cort u. A., die Begründer des Baues der Eisenbrücken, und wie jene Massenproduktion mit dem Gufseisen begonnen und sich erst mit Ablauf des vergangenen Jahrhunderts auf das Schweifseisen erstreckt hat, so ist auf die gufseiserne Brücke diejenige aus Schweifseisen, auf die gegossene Eisenbahnschiene die gewalzte gefolgt.

Die gufseisernen Brücken erscheinen anfangs als Bogenbrücken von eigentümlicher und heutigen Tags verlassener Konstruktion, die erste ist im J. 1779 zu Coalbrookdale erbaut. Es ist bezeichnend für den englischen Volkscharakter, dafs man sich durch eine Reihe von Mifserfolgen nicht abschrecken liefs, und im Wege des Versuchs schliefslich zu einer rationellen Konstruktion gelangte. Man erreichte mit Hilfe des Gufseisens bei der von Rennie erbauten Southwark-Brücke über die Themse mit Stichbögen von $^1/_{10}$ mittlerer Pfeilhöhe eine Spannweite von 73 m.

Neben den gufseisernen Bogenbrücken sind auch die gufseisernen Balkenbrücken zu erwähnen, u. a. wegen der bei ihnen vorkommenden Fischbauchform, welche bekanntlich auch in der Geschichte der Eisenbahnschiene eine Rolle spielt, aufserdem ist der Armierung gufseiserner Balken mit Stangen aus Schweifseisen zu gedenken, wodurch ein Verbindungsglied zwischen den Brücken aus Gufseisen und denjenigen aus Schweifseisen, jedoch im allgemeinen ohne befriedigendes Ergebnis, geschaffen wurde.

Unter den Brücken aus Schweifseisen sind zunächst die Hängebrücken zu nennen, mit welchen ein erster Versuch bereits im J. 1741 (Fufsgängerbrücke über den Tees bei Winch) gemacht wurde. Eine ausgedehntere Anwendung konnten dieselben erst mit Beginn des laufenden Jahrhunderts finden. Epochemachend ist die von Telford ausgeführte, im J. 1826 vollendete Menai-Brücke wegen der bedeutenden Spannweite von 177 m. Wie diese waren die in England ausgeführten Hängebrücken der Regel nach Kettenbrücken.

Balkenbrücken aus Schweifseisen wurden anfangs hauptsächlich mit Wandungen aus Blech hergestellt, sie erscheinen vom Jahre 1820 an, also zur selben Zeit, wie die gewalzte Eisenbahnschiene und fanden schon von 1826 an zu beweglichen Brücken Verwendung. Die Blechträger wurden häufig als sog. Kastenträger ausgebildet, deren Konstruktion in der Röhren- oder Tunnelbrücke gipfelt. Die im J. 1850 vollendete Britannia-Brücke über die Menai-Strafse, von dem jüngeren Stephenson erbaut, ist hervorragend durch eine sehr grofse Spannweite (140 m). Es wurde durch diesen Bau erwiesen, dafs die Anwendung von Schweifseisen nicht allein bei Hängebrücken, sondern auch bei Balkenbrücken Spannweiten zulässig macht, welche die bislang üblichen weit hinter sich liefsen, und damit war die Ausführbarkeit von Brücken über Ströme und selbst über Meerengen dargethan, welche früher dem Brückenbau widerstanden hatten. Der Bau der Britannia-Brücke ist aber auch deshalb beachtenswert und für das praktische Vorgehen der Engländer charakteristisch, weil zur Vorbereitung wichtige Versuche über die Festigkeit des Eisens und über die Tragfähigkeit schweifseiserner Konstruktionen veranstaltet wurden.

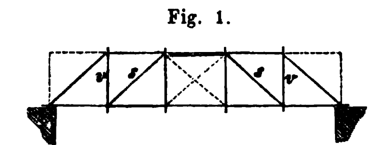
Erwähnt mag noch werden, dafs die Anwendung des Eisens zu Brückenstützen bis in das Jahr 1822, nach anderen Angaben bis 1817, zurückreicht. 1822 wurde bei Brighton eine Landebrücke mit gufseisernen Pfeilern errichtet. Von den Ausführungen

Brunel's, obwohl einige seiner hervorragenden Bauwerke bereits in die vierziger Jahre dieses Jahrhunderts fallen, soll erst bei der Besprechung der Blütezeit des Brückenbaues (s. § 5) die Rede sein.

In den vereinigten Staaten Nordamerikas wurden vorzugsweise die Holzkonstruktionen ausgebildet. Das Land hatte Überflufs an guten Bauhölzern, während das Eisen ziemlich teuer war, die Verkehrswege mufsten häufig in Gegenden erbaut werden, welche der Kultur erst erschlossen werden sollten; es war deshalb geboten, dieselben und namentlich die Brücken rasch und billig herzustellen. Alles dieses wies auf eine Bevorzugung der Holzkonstruktion hin. Eine solche fand nicht allein beim Brückenbau, sondern bekanntlich auch beim Oberbau der Eisenbahnen statt, bei welchem sehr oft dieselben Prinzipien zur Anwendung kommen, wie beim Brückenbau. — Beachtenswert ist die originelle, so zu sagen naturwüchsige Behandlung der Konstruktionen. Wenig beeinflufst durch Tradition und Schule wurden die Aufgaben der Technik in selbständiger und vor allem die Hauptsache berücksichtigender Weise aufgefafst. Hierfür ist u. a. die Anordnung der hölzernen Gerüstbrücken *(trestle-works)* charakteristisch. Es sind dies viaduktartige Brücken mit ziemlich nahestehenden und unter sich verbundenen Jochen, welche einen einfach konstruierten hölzernen Überbau tragen. Sie wurden in ansehnlicher Längenerstreckung ausgeführt, um später zum Teil durch Erdkörper, zum Teil durch solidere Brücken ersetzt zu werden.

Für gröfsere Spannweiten führte man anfangs zwar die verschiedenen Arten zusammengesetzter Hänge- und Sprengwerke aus, welche auf dem Kontinente seit Jahrhunderten gebräuchlich waren, entwickelte aber aus denselben neue und vollkommenere Anordnungen. Als Ausgangspunkt derselben kann man eine Konstruktion betrachten, bei welcher, wie Fig. 1 zeigt, in ein Hängewerk ein zweites, nötigenfalls ein drittes, viertes u. s. f. derart eingeschaltet wird, dafs die Enden der Hängesäulen v mit den Fufspunkten der Streben s zusammenfallen.

Fig. 1.



Ähnliches hatte zwar schon Palladio vorgeschlagen, aber die Amerikaner bildeten dies Prinzip in zielbewufster Weise aus und wendeten dasselbe mit Erfolg für grofse Spannweiten an; sie erreichten hierdurch jene Vervollkommnung der hölzernen Balkenbrücken, durch welche der amerikanische Brückenbau zuerst berühmt geworden ist. Zu nennen sind zunächst die Konstruktionen Long's, welche sich von der oben skizzierten im wesentlichen dadurch unterscheiden, dafs in alle Gefache Streben und Gegenstreben eingefügt sind, aufserdem aber durch eine sorgfältige Detaillierung und durch einen kräftigen Horizontalverband sich auszeichnen. Die ersten Ausführungen Longs sollen dem Jahre 1829 angehören. Wenige Jahre später wurden die Long'schen Träger von Howe insofern verbessert, als er statt der Hängesäulen eiserne Hängestangen einführte. Alsbald folgte Town mit seinen hölzernen Gitterträgern, bei welchen der Raum zwischen den horizontalen Gurthölzern als durchbrochene Wand behandelt wurde. Mit den Howe'schen Trägern sind Spannweiten von etwa 75 m (in runder Zahl) erreicht.

Aufser den genannten Konstruktionen wurden aber auch solche mit gekrümmten Hölzern ausgebildet und zwar mit gleichem Erfolge. Wie die Howe'schen Brücken die Vorläufer unserer eisernen Fachwerksbrücken sind, so haben wir in einer von Brown erbauten Brücke von 50 m Spannweite einen Vorläufer der Brücken mit eisernen Bogensehnenträgern (Parabelträgern, *bowstrings*) und in der von demselben konstruierten, im J. 1849 vollendeten Cascade-Brücke (84 m Spannweite) einen Vorläufer unserer eisernen

Bogenbrücken mit gegliederten Wandungen.[4]) Auch die Form der sog. Halbparabelträger kommt bei den amerikanischen Holzbrücken bereits vor.

Im Vorstehenden sind hinsichtlich der Entwickelung des Brückenbaues in Frankreich, England und Amerika die Haupteigentümlichkeiten hervorgehoben, es ist aber selbstverständlich, dafs in diesen Ländern auch in den Zweigen des Brückenbaues namhaftes geleistet ist, welche bislang noch nicht besprochen wurden. Durch gesunde Überlegung und mit Hilfe geeigneter Versuche gelangten die Engländer auf dem Gebiete des Steinbrückenbaues zu Bauwerken, welche den französischen an Kühnheit nicht nachstehen. Um unter vielen nur eins zu erwähnen, sei der von Rennie erbauten und 1830 vollendeten London-Brücke (vergl. F. 11[b], T. II) gedacht, deren Mittelöffnung einen Korbbogen von 46 m Spannweite hat. Eine Eigentümlichkeit der englischen Steinkonstruktionen ist die Gliederung der Mauerwerksmassen durch Anwendung von Hohlräumen bei den Pfeilern, von Strebepfeilern mit zwischengefügten Füllmauern bei den Widerlagern u. s. w. Bei dem guten Material und in der Hand der geübten englischen Arbeiter ermöglichte diese Bauweise namhafte Ersparungen.[5])

In den vereinigten Staaten sind steinerne Brücken in vergleichsweise geringer Anzahl ausgeführt, sie spielen namentlich eine Rolle bei Wasserleitungen und Kanälen. Genannt sollen werden die Aquadukt-Brücke der Kroton-Wasserleitung zu Sing-Sing, New-York (1839), welche einen 27 m weit gespannten Bogen besitzt, und — vorgreifend — die 1866 begonnene Cabin-John-Brücke bei Washington, deren nahezu 70 m betragende Spannweite die gröfste ist, welche bis jetzt bei einer gewölbten Brücke zur Anwendung gebracht wurde.

Hölzerne Brücken sind in England und in Frankreich natürlich auch in grofser Zahl ausgeführt, ihre Konstruktionen zeigen aber nichts, was besonders hervorzuheben wäre. Es müssen aber der Verdienste der Franzosen um die Ausbildung der Theorie der Holz- und nicht minder der Eisenkonstruktionen betont werden. Von den bezüglichen Arbeiten sind bei uns namentlich diejenigen Navier's durch eine Übersetzung bekannt geworden.

Die Franzosen können sich ferner rühmen, hinsichtlich der Vervollkommnung der beweglichen Brücken, namentlich der Zugbrücken, wesentliches geleistet und auf dem Felde des Eisenbaues einige Konstruktionsformen zuerst, obwohl in vereinzelter Weise versucht zu haben. Eine gufseiserne Bogenbrücke mit Spannweiten von 25 m ist bereits im J. 1755 zu Lyon begonnen, jedoch nicht vollendet und als erste Bogenbrücke aus Schweifseisen ist im J. 1808 von Bruyère eine 12 m weite Fufsgängerbrücke über den Crou bei St. Denis erbaut. Auch die von gufseisernen Röhren getragenen Bogenbrücken Polonceau's, unter ihnen die 1834 erbaute, 48 m weit gespannte Caroussel-Brücke in Paris, dürfen nicht unerwähnt bleiben, obwohl der leitenden Idee derselben von Reichenbach schon im J. 1809 Ausdruck verliehen ist. Die erste deutsche derartige Brücke (Oker-Brücke in Braunschweig) stammt, wie schon hier bemerkt werden mag, aus dem Jahre 1824.

---

[4]) Näheres s. Culmann. Der Bau der hölzernen Brücken in den vereinigten Staaten von Nordamerika. Allg. Bauz. 1851, S. 69. — Bendel. Der Überbau der nordamerikanischen Brücken und Viadukte, nach Notizen von Henz. Zeitschr. f. Bauw. 1862, S. 207. — Pontzen. Über hölzerne Brücken mit besonderem Hinweis auf amerikanische Gerüstbrücken. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1876, S. 25.

[5]) Vergl. Gustav Meyer. Über englische Eisenbahnbrücken. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover, 1862, S. 281.



Amerika hat sich namentlich auf dem Gebiete des Hängebrückenbaues ausgezeichnet. Die erste rationelle Durchbildung einer Kettenbrücke ist eine von Finlay im J. 1790 erbaute Brücke über den Jacobs-Creek, 21 m weit. Die Amerikaner wendeten sich aber alsbald vorzugsweise den Drahtseilbrücken zu und es stammt das erste gröfsere derartige Bauwerk (Brücke über den Schuylkill bei Pittsburg, 124 m weit) aus dem J. 1815. Wenige Jahre später fanden die Drahtbrücken auch in Frankreich Eingang, sie wurden daselbst, wie in Nordamerika, in grofser Zahl ausgeführt. Unter den französischen Ausführungen mufs die 1839 vollendete Brücke über die Dordogne bei Cubzac genannt werden, teils wegen ihrer ansehnlichen Spannweite (100 m), teils wegen ihrer 29 m hohen gufseisernen Pfeiler, den ersten eisernen Turmpfeilern von bedeutenden Dimensionen.

Schliefslich ist noch zu erwähnen, dafs wohl schon in der Zeit, von welcher hier die Rede ist, bei den amerikanischen Balkenbrücken die Umwandlung des hölzernen Fachwerks in Eisenfachwerk begonnen hat. Anfangs beschränkte man sich jedoch darauf, Konstruktionen aus gemischtem Material herzustellen, indem man zu den gezogenen Teilen Schweifseisen, zu den gedrückten aber Holz verwendete, und an den Knotenpunkten auch Gufseisen zu Hilfe nahm, erst später wurde das Holz an den bezeichneten Stellen durch Gufseisen verdrängt. Verbesserungen in der allgemeinen Anordnung und Stellung der Konstruktionsteile, deren eingehende Besprechung jedoch zu weit führen würde, gingen hiermit Hand in Hand. Bei jenem Vorgange bürgerten sich die Gelenkverbindungen an den Knotenpunkten ein, von welchen später nochmals die Rede sein wird.

§ 4. Entwickelung des Brückenbaues in Deutschland und in benachbarten Ländern. Von den Nachbarländern Deutschlands und Österreichs sind hier als solche, denen der Brückenbau nennenswerte Fortschritte verdankt, die Schweiz, Belgien und die Niederlande hervorzuheben.

In der Schweiz brachten verschiedene Umstände eine frühzeitige Ausbildung kühner Holzkonstruktionen mit sich. Schluchten und reifsende Wasserläufe erforderten grofse Spannweiten, bei welchen gewölbte Brücken zu teuer gewesen wären, aufserdem war an gutem Bauholz Überflufs vorhanden; ähnlich lagen die Verhältnisse in Tirol. Anfangs kamen hauptsächlich Hänge- und Sprengwerke, im laufenden Jahrhundert auch Konstruktionen mit gebogenen Hölzern, und Howe'sche Träger zur Anwendung. In der Brücke über die Limmat bei Wettingen (1778) ist die gröfste bekannte Spannweite einer Holzbrücke — 119 m — erreicht, während die 1828 von La Nicca erbaute, 60 m weit gespannte Brücke über den Versammer Tobel gelungene, mit Sprengwerken kombinierte Bogensehnenträger (Parabelträger) aufweist. Dadurch, dafs man die tragenden Teile der Brücken durch Überdachungen und Verschalungen sorgfältig schützte, erzielte man eine ungewöhnlich grofse Dauer der hölzernen Brücken.[6])

Belgien und die Niederlande haben sich namentlich durch Vervollkommnung der beweglichen Brücken ausgezeichnet und, wie gleich hier bemerkt werden mag, auch in der neuesten Zeit auf diesem Felde Hervorragendes geleistet. In den flachen und von zahlreichen Kanälen durchschnittenen Gegenden dieser Länder, für welche der Wasserverkehr früher weit wichtiger war, als jede andere Art des Verkehrs, war man auf die Herstellung beweglicher Brücken besonders angewiesen. An Einzelheiten ist hervorzuheben, dafs eine gufseiserne Drehbrücke zu Antwerpen von 18 m Lichtweite, welche im

[6]) Vergl. Bavier. Die Strafsen der Schweiz. Zürich 1878.



J. 1812 von **Teichmann** erbaut wurde, als die erste eiserne Drehbrücke des Kontinents gilt; sie ist etwa 15 Jahre nach Herstellung der ersten englischen gufseisernen Drehbrücke ausgeführt. Ferner sind als eine eigentümliche, wahrscheinlich den Niederlanden entstammende Konstruktion die Krahnbrücken zu erwähnen, durch welche die Aufgabe der Herstellung einer beweglichen Eisenbahnbrücke in überraschend einfacher Weise gelöst wird. Einfachheit hinsichtlich der Gesamtanordnung bei sorgfältig erwogener Durchbildung der Einzelheiten zeichnet die Bauwerke der Niederlande überhaupt vorteilhaft aus.

Als ein Fortschritt, welcher auf dem Gebiete des Eisenbrückenbaues in Belgien stattgefunden hat, mufs eine von **Neville** herrührende Konstruktion eiserner Balkenträger mit geraden Gurtungen bezeichnet werden. Er führte seit 1846 eine Ausfachung der Träger ein, bei welcher die Gurtungen, die Streben und die Bänder gleichschenkelige Dreiecke miteinander bilden (vergl. F. 1[c], T. II) und zwar unter Anwendung einer oberen Gurtung aus Gufseisen. Diese Anordnung, welche jetzt gewöhnlich ein Netzwerk genannt wird, kam anfangs nur bei kleineren Brücken, später bei einer Brücke über die Sambre für 22 m Spannweite zur Ausführung. Die Anordnung der Verbindungen war allerdings mangelhaft.

In **Deutschland** prägt sich ein Unterschied zwischen der Zeit der Entfaltung des Brückenbaues und der Blütezeit desselben noch schärfer aus, als in anderen Ländern. Die Mitte des laufenden Jahrhunderts, welche ja durch die Konkurrenz der Semmering-Lokomotiven in ähnlicher Weise markiert wird, wie das Jahr 1829 durch das Wettfahren bei Rainhill, bildet bei uns einen deutlichen Wendepunkt. In der ersten Hälfte des Jahrhunderts hinsichtlich der Technik im grofsen und ganzen anderen Nationen nachstehend und ihre Ausführungen oft nur nachbildend, ist Deutschland in der zweiten Hälfte desselben auch auf diesem Gebiete in die Reihe der ersten getreten. Der Grund, weshalb anfangs in allen Zweigen des Brückenbaues etwas, aber nur in wenigen Hervorragendes geleistet wurde, ist namentlich im Mangel an Gelegenheit zu zahlreichen und grofsen Ausführungen zu suchen, von den Ursachen jenes raschen Aufschwungs wird weiter unten die Rede sein.

Was die einzelnen Arten der Brücken anbelangt, so hielt man bei den steinernen Brücken im allgemeinen an althergebrachten, ziemlich schwerfälligen Formen und namentlich auch an einer schwerfälligen Ausführungsweise mit einer gewissen Zähigkeit fest, auch die ansehnlichen Eisenbahnbauten der vierziger Jahre vermochten hieran wesentliches nicht zu ändern. Das bedeutendste Bauwerk aus diesem Jahrzehnt, der 1846 begonnene Göltschthal-Viadukt, welcher 80 m Höhe am tiefsten Punkt des Thales und einen Mittelbogen von 30,5 m Spannweite hat, wurde noch unter Aufwendung sehr grofser Mauerwerksmassen und mit vielen Spannbögen zwischen den Pfeilern ausgeführt; **Stephenson** soll dasselbe „ein Mauerwerksklotz, kein Werk der Ingenieurkunst" genannt haben. Ein Vergleich der deutschen steinernen Brücken des vergangenen und der ersten Hälfte des laufenden Jahrhunderts mit den besseren Bauwerken früherer Zeiten, beispielsweise mit der kühnen, i. J. 1599 erbauten Fleischer-Brücke in Nürnberg, bei welcher bereits gewölbte Widerlager verwendet sind, fällt im allgemeinen zu Ungunsten der ersteren aus.

Als Erbauer kühner Holzbrücken[7]) ist **Wiebeking** zu nennen. Seine Ausführungen, unter welchen namentlich die aus gekrümmten starken Hölzern hergestellten

---

[7]) Über Holzbrücken vergl. auch: **Blohm**. Die ehemalige grofse Brücke zwischen Hamburg und Harburg. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1856, S. 148.



Bogenbrücken originell, obwohl hinsichtlich mancher Einzelheiten mangelhaft konstruiert sind, stehen den Holzbrücken der Schweiz nur wenig nach. Sie fallen in die Jahre 1807 bis 1816 und gipfeln, was Spannweite anbelangt, in der Schärdinger Brücke über den Rottfluſs (65 m weit). Auſser ihm darf Laves nicht unerwähnt bleiben, welcher den nach ihm benannten Trägern eine linsenförmige Gestalt gab, obwohl er hiermit bezüglich der Holzbrücken einen dauernden Erfolg nicht erzielt hat. Die erste Brücke mit Laves'schen Trägern überspannte den Stadtgraben zu Hannover, sie hatte 28 m Spannweite und wurde i. J. 1835 erbaut.

Laves blieb aber bei den erwähnten Holzkonstruktionen nicht stehen, er bildete auch die ersten linsenförmigen Fachwerksträger aus Schweiſseisen. Einige kleinere Ausführungen dieser Art sind unmittelbar nach der vorhin erwähnten Holzbrücke beschafft, als ein gröſseres Bauwerk ist die 1850 erbaute Straſsenbrücke über die Oker bei Meinersen zu nennen, welche 17 m Spannweite hat.[8]) Etwa gleichzeitig mit Laves lebend konstruierten die Österreicher Hoffmann und Maderspach Bogensehnenträger (Parabelträger) aus Schweiſseisen. Ihre erste Ausführung stammt aus dem Jahre 1833, ihr Hauptwerk ist die 1837 vollendete Czernabrücke bei Mehadia (40 m Spannweite). Drittens ist hier Wendelstadt zu nennen, welcher schon bei der Kettenbrücke über die Weser bei Hameln (1836) und sodann bei der über den Neckar bei Mannheim eine Aussteifung zweier übereinander liegenden Tragketten durch Dreiecksausfachung zur Anwendung brachte.

Eine guſseiserne Bogenbrücke ist wohl zuerst in Berlin im J. 1796 ausgeführt und schon im J. 1809 trat, wie bereits erwähnt, Reichenbach mit dem Gedanken hervor, zu guſseisernen Bögen Röhren zu verwenden. In gröſserer Zahl wurden indessen guſseiserne Bogenbrücken bei uns erst etwa seit 1820 hergestellt.[9])

Vorstehendes liefert den Beweis, daſs es in Deutschland an neuen Ideen nicht gefehlt hat, es muſste aber mancherlei hinzukommen, bevor der deutsche Brückenbau einen kräftigen Aufschwung nehmen konnte. Von den Umständen, welche in Verbindung mit einer regen Thätigkeit auf dem Gebiete des Eisenbahnbaues zu diesem Aufschwunge beigetragen haben, sollen hervorgehoben werden: die Pflege des technischen Unterrichts, durch welchen das, was Culmann, Schwedler, Winkler und viele Andere zur Vervollkommnung der theoretischen Behandlung der Konstruktionen beigetragen haben, rasch Gemeingut geworden ist, sodann die Sitte, die Ausführungen anderer Völker auf Reisen und in Büchern sorgfältig zu studieren, welche anfangs zwar nur zu einer Nachbildung ausländischer Bauwerke, bald aber zu einer verständnisvollen Umgestaltung derselben führte, ferner die Pflege der technischen Vereine, namentlich ihre Verbreitung über alle deutschen Länder, endlich die sorgfältige Behandlung einer reichhaltigen technischen Litteratur. Nach den bezeichneten Richtungen hin hat sich bei uns eine besonders rege Thätigkeit entwickelt und es ist hierdurch erreicht, daſs in Deutschland ein rascherer Fortschritt stattfindet, als in anderen Ländern. Da aber von den Vorbedingungen für die Ausbildung des Brückenbaues einmal die Rede ist, so sollen auch einige Momente von allgemeinerer Verbreitung erwähnt werden. Wenn die Neuzeit im stande ist, Brücken zu schaffen, welche diejenigen früherer Zeiten weit hinter sich lassen, so ist dies in nicht geringem Grade den Fortschritten auf verwandten Gebieten zu ver-

---

[8]) Vergl. Köpcke. Über Träger von gleichem Widerstande, insbesondere die Anwendung derselben zu Brücken durch Laves und Pauli. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1858, S. 292. — Über die ersten eisernen Bogensehnenträger vergl. Rziha. Eisenbahn-Unter- und -Oberbau. Bd. II, S. 384.

[9]) Näheres über eine der älteren guſseisernen Bogenbrücken s. Fröhling. Die Friedrichsbrücke in Berlin. Deutsche Bauz. 1879, S. 2.

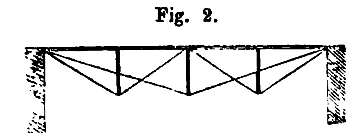
danken. Ausschlaggebend ist vor allem anderen der Stand der Eisenindustrie, was bei anderer Gelegenheit schon hervorgehoben ist. Aufserdem sind aber die Vervollkommnungen des Maschinenwesens und der chemischen Industrie von grofsem Einflufs. Ohne Maschinen, insbesondere ohne Dampfmaschinen, würden weder die schwierigen Gründungen, noch die Hebungen bedeutender Lasten auf grofse Höhen durchführbar sein, welche viele der neueren Brücken erfordern, und die chemische Industrie liefert in den Cementen ein für die Gründungen, insbesondere für die Betonbereitung, und für das Mauerwerk oft unentbehrliches Material. Hierzu mag, als für die gewählte Zeiteinteilung bezeichnend, bemerkt werden, dafs in Deutschland die ersten Portland-Cement-Fabriken im J. 1850 entstanden sind.

Als an der Grenze zwischen der Zeit der Entwickelung und der Blütezeit des deutschen Brückenbaues stehend sind zwei Arten eiserner, geradlinig begrenzter Balkenbrücken zu nennen, welche bei uns nicht, wie die oben erwähnten, vereinzelt, sondern in ansehnlicher Zahl zur Ausführung gekommen sind: die sog. Blechbrücken und die Gitterbrücken. Die ersteren bürgerten sich gegen Ablauf der vierziger Jahre und im folgenden Jahrzehnt u. a. im Königreiche Hannover ein. Man gab ihnen damals die einfache Form und Profilierung, welche noch heute bei kleineren Eisenbrücken nicht selten vorkommt, und stellte namentlich auch Untersuchungen über die Vorteile kontinuierlicher Träger an. Eine der gröfsten hannoverschen Blechbrücken ist die zu Anfang der fünfziger Jahre erbaute Eisenbahnbrücke über die Leda bei Leer (35 m Spannweite).

Zur Herstellung von Gitterträgern, welche einige Zeit lang auf den preufsischen Bahnen bevorzugt wurden, hat Henz seit 1846 Anregung gegeben, nachdem, wie an dieser Stelle bemerkt werden mag, im J. 1845 in Grofs-Britannien die Royal-Canal-Brücke der Dublin-Drogheda Eisenbahn als erste gröfsere Gitterbrücke mit 43 m Spannweite erbaut war. Kleineren Ausführungen folgten als epochemachende Bauwerke die 1850 begonnenen Brücken über die Weichsel bei Dirschau (121 m) und über die Nogat bei Marienburg (98 m Spannweite). Diese Brücken, an welche sich die Rheinbrücke bei Köln (ebenfalls 98 m Spannweite) und eine Reihe anderer alsbald anschlossen, haben kontinuierliche Träger, vertikale Versteifungen, welche an den gestützten Stellen zusammengedrängt sind, und sorgfältig profilierte Gurtungen; sie enthalten den Keim der etwas später auftretenden Parallelträger mit Fachwerk.

Im Gegensatz zu den vorhin genannten Konstruktionen, welche zwar wesentliche Fortschritte anbahnten, aber doch ziemlich schwerfällig sind, ist auf eine charakteristische, aus derselben Zeit stammende amerikanische Anordnung hinzuweisen. Fink, ein Deutscher, wie mehrere Erbauer hervorragender amerikanischer Brücken, erfand, soweit bekannt, bereits anfangs der fünfziger Jahre, die nach ihm benannten, sehr beachtenswerten Träger, indem er das Prinzip des mit Zugstangen armierten Balkens derart, wie Fig. 2 zeigt, weiter ausbildete. Diese Träger sind anfangs unter Anwendung von Gufseisen zu den gedrückten Teilen, später aber in allen Hauptteilen aus Schweifseisen hergestellt. Sie haben eine weite Verbreitung, auch nach Süd-Amerika, gefunden und sind u. a. bei der Missouri-Brücke von St. Charles für 93 m Spannweite ausgeführt.

Fig. 2.



§ 5. Blütezeit. Für den Brückenbau der neuesten Zeit ist charakteristisch, dafs in der Bauweise der leitenden Nationen die Gegensätze allmählich verschwinden, und dafs von früher viel gebrauchten Materialien einige in den Hintergrund treten, während ein neues Material, der Stahl, Boden gewinnt.

Es ist zunächst ein Blick auf die seit längerer Zeit kultivierten Brückenarten zu werfen, bei welchen viel Neues sich nicht mehr schaffen liefs; auf die steinernen, die hölzernen und die gufseisernen Brücken. Die steinernen Brücken wurden zwar bezüglich ihrer Einzelheiten und der Ausführungsweise nicht wenig vervollkommnet, als bedeutsam sind aber nur die neuen und namentlich in Deutschland ausgebildeten Gewölbe zu nennen, bei welchen die Form der Stützlinien mafsgebend für die Gewölbeformen ist. — Die hölzernen Brücken mufsten in dem Mafse zurückgedrängt werden, wie die eisernen sich ausbildeten, sie behaupten zur Zeit auf dem Kontinente und in den östlichen Teilen Nordamerikas nur ein beschränktes Feld. Etwas anders liegen die Verhältnisse im Westen der vereinigten Staaten; es wird jedoch berichtet, dafs bei neueren Ausführungen auch dort entweder eiserne Brücken oder Konstruktionen aus gemischtem Material (vergl. S. 12) hergestellt werden. Der Umstand, dafs die Verwendung von Holz eine der Ursachen der in Amerika häufiger als in anderen Ländern vorkommenden Brückeneinstürze ist[10]), läfst erwarten, dafs die Umwandlung der hölzernen Brücken in solche aus Schweifseisen auch dort ziemlich vollständig bewerkstelligt werden wird. — Nicht wesentlich anders steht es mit der Verwendung des Gufseisens. Brücken, deren Träger aus diesem Materiale gebildet werden, kommen in neuerer Zeit auf dem Kontinente nur vereinzelt zur Ausführung, in Amerika hat sich das dortige Gufseisen, welches an Qualität dem unsrigen überlegen ist, für einzelne Teile der Fachwerksbrücken länger gehalten, verschwindet aber auch bei diesen. Selbst beim Bau eiserner Pfeiler, für welche das Gufseisen längere Zeit und bei sehr bedeutenden Bauwerken benutzt worden ist, wird dasselbe vom Schweifseisen mehr und mehr verdrängt und es wird wahrscheinlich nur bei der Herstellung kleinerer Brückenstützen eine dauernde Stelle behaupten.

Im Anschlufs hieran mögen einige Bemerkungen über Vervollkommnungen an Brückenarten Platz finden, welche vergleichsweise selten zur Anwendung kommen. Beim Bau der Hängebrücken bestehen die wesentlichsten Fortschritte in der Benutzung des Stahls zu den Kabeln, wovon weiter unten eingehender die Rede sein wird, und in der Ausbildung der Versteifungen. Letzteres ist namentlich in Amerika, mit nicht geringerem Erfolge aber in Deutschland bewerkstelligt, beispielsweise sind der i. J. 1869 von Schmick erbaute, vollständig versteifte eiserne Steg zu Frankfurt a. M. und die von Hemberle konstruierte, i. J. 1872 vollendete Monongahela-Brücke am Point zu Pittsburg (244 m Spannweite) zu nennen. — Unter den beweglichen Brücken sind als neu die Eisenbahn-Schiffbrücken aufgetreten, deren erste i. J. 1865 von Basler über den Rhein bei Maxau hergestellt worden ist. Auch die Vervollkommnungen, welche Schwedler seit 1870 an den Drehbrücken bewerkstelligt hat, dürfen nicht unerwähnt bleiben, ebensowenig wie die durch originelle Konstruktion und nicht selten durch kolossale Dimensionen sich auszeichnenden amerikanischen Drehbrücken. In einer i. J. 1873 über den Mississippi oberhalb St. Louis erbauten Brücke befindet sich z. B. ein zwei Öffnungen überspannendes Drehfeld von 135 m Länge. Dafs die Anwendung des Eisens sich auch auf Kanal- und Wasserleitungsbrücken ausgedehnt hat, obwohl derartige Bauwerke in erster Linie auf Steinkonstruktionen angewiesen erscheinen, mag noch hinzugefügt werden.

In gröfserer Zahl kommen Konstruktionen aus Schweifseisen bei Balkenbrücken und bei Bogenbrücken vor und es ist über die Ausbildung derselben im allgemeinen zu bemerken, dafs unter den Balkenbrücken die mit gekrümmten und gebrochenen Gurtungen ihre heutigen Anordnungen etwas früher erhalten haben, als die

[10]) Über Einsturz von Eisenbahnbrücken in Nordamerika vergl. u. a. Centralbl. der Bauverw. 1883, S. 92.

Parallelträger, vermutlich, weil bei letzteren die bereits besprochenen Gitterträger die Ausbildung der vollkommeneren Fachwerksträger ein wenig verzögerten. Die Ehre, den Fischbauch-, den Bogensehnenträger *(bowstring)* und den linsenförmigen Träger in Eisen zuerst bei sehr bedeutenden Spannweiten angewendet und in Beziehung auf die Ökonomie der Ausführung die Werke Stephensons überholt zu haben, gebührt dem jüngeren Brunel, die betreffenden bedeutenderen Bauwerke stammen aus dem Ende der vierziger und dem Anfange der fünfziger Jahre. Es soll indessen nicht verschwiegen werden, dafs hinsichtlich der Parabelträger einige andere Ingenieure ihm vorangegangen sind, die erste Brücke dieser Art soll eine von Harrison i. J. 1844 über den Ouse erbaute Eisenbahnbrücke (52 m Spannweite) sein. Von den Ausführungen Brunel's sind zu nennen: die Brücke über den Wye-Flufs bei Chepstow, 93 m weit, (Fischbauchträger — wenigstens im Prinzip — mit untenliegender Fahrbahn), die über die Themse bei Windsor, 61 m weit, (Bogensehnenträger), beide etwa 1849 vollendet, und diejenige über den Tamar bei Saltash, 139 m weit, 1854 vollendet (linsenförmige Träger). Gemeinsam ist diesen Brücken, dafs zu den oberen Gurtungen Röhren oder röhrenartige Körper aus Eisenblech verwendet und dafs an allen geeigneten Stellen Gelenke angeordnet sind. Fischbauch- und Bogensehnenträger haben Verbreitung in vielen Ländern gefunden und es ist hervorzuheben, dafs sie und nicht minder die linsenförmigen Träger von deutschen Ingenieuren wesentlich vervollkommnet sind. In betreff der letzteren wurden diese Vervollkommnungen, über welche § 15 dieses Kapitels zu vergleichen ist, durch Pauli bewerkstelligt.[11]) Die erste mit „Pauli'schen Trägern" i. J. 1857 erbaute Brücke ist die über die Isar bei Grofsheselohe (54 m Spannweite), die gröfste aber die i. J. 1862 vollendete Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mainz (105 m weit). Von Schwedler wurden Träger mit gerader unterer Gurtung konstruiert, deren Diagonalen ausschliefslich auf Zug beansprucht sind; an Stelle einer sich hieraus theoretisch ergebenden Einsenkung der oberen Gurtung zeigen die ausgeführten Brücken ein mittleres gerades Stück (hyperbolische Träger). Die erste dieser Brücken ist über die Weser bei Corvey für 58 m Weite ausgeführt, in ansehnlicher Gröfse kommen Schwedler'sche Träger bei der gegen Ende der sechziger Jahre erbauten Brücke über die Elbe bei Dömitz (69 m Spannweite) vor. Unter den Brücken mit linsenförmigen Trägern müssen noch die von Lohse eigenartig angeordneten, etwa 1870 vollendeten Elbbrücken bei Harburg und bei Hamburg (letztere mit 96 m weiten Öffnungen) genannt werden.

Die Ausbildung der Parallelträger hat in Europa zuerst bezüglich des Netzwerks und erst später bezüglich des Fachwerks stattgefunden. Unter den Brücken mit Netzwerk (vergl. S. 13) soll mit Übergehung einer Reihe von Anordnungen, welche als veraltet bezeichnet werden müssen, der Crumlin-Viadukt, 1853 von Liddle und Gordon erbaut, hervorgehoben werden, weil bei diesem Bauwerke sämtliche Konstruktionsteile aus Schweifseisen hergestellt sind, wohingegen noch Warren (1849) seine Träger teilweise aus Gufseisen konstruiert hatte. Seitdem findet das Netzwerk in geeigneten Fällen, namentlich bei Trägern mit darüber liegender Fahrbahn, häufig Anwendung.

Bezüglich der Fachwerksbrücken mit parallelen Gurtungen hat sich in Deutschland namentlich Mohnié verdient gemacht, derselbe hat bereits i. J. 1857 nachgewiesen, dafs das Fachwerk den Gitterwerken überlegen ist. Es dauerte jedoch eine Reihe von Jahren, bis dies allgemein anerkannt wurde. Als erste gröfsere deutsche Fachwerksbrücke mit Parallelträgern ist die von Hartwich erbaute, i. J. 1864 vollendete Brücke

[11]) Über Pauli und die nach ihm benannten Träger vergl. Zeitschr. f. Baukunde 1884, S. 379.



über den alten Rhein bei Griethausen (100 m weit) zu nennen. Dafs die bezeichnete Konstruktion nunmehr zu den sehr oft angewendeten gehört, ist bekannt. Derselben verwandt und gleichfalls sehr verbreitet ist der sog. Halbparabelträger, welchen man besser Halbparallelträger nennt, da die obere Gurtung nicht nach einer Parabel gestaltet zu sein braucht und auch oft nicht ist. Eines der ersten mit derartigen Trägern versehenen Bauwerke, die 1868 vollendete Brücke über den Lek bei Kuilenburg, zeichnet sich durch ihre grofse Spannweite (150 m) aus.

Den auf dem Kontinente und in England ausgeführten neueren Brücken aus Schweifseisen, deren Hauptformen im Vorstehenden kurz besprochen sind, ist gemeinsam, dafs die Verbindungen zwischen den Gurtungen und den zwischen dieselben eingefügten Teilen der Regel nach durch Vernietung, also steif, hergestellt werden, und es besteht ein wesentlicher Unterschied zwischen ihnen und den verwandten amerikanischen Konstruktionen insofern, als man in Amerika, in Übereinstimmung mit einigen der vorgenannten älteren englischen Fachwerke, in den Knotenpunkten gelenkartige Verbindungen unter Zuhilfenahme von Bolzen anzuwenden pflegt (vergl. S. 12).

Die amerikanischen eisernen Fachwerke mit parallelen Gurtungen sind etwa gleichzeitig mit den europäischen ausgebildet, über die betreffenden Jahreszahlen liegen jedoch ausführliche Nachrichten nicht vor. Whipple hat die Eisenfachwerke bereits i. J. 1846 empfohlen und es darf angenommen werden, dafs die fünfziger Jahre, ähnlich wie bei uns, eine Zeit des Überganges von älteren Anordnungen zu den jetzt üblichen waren, gewifs ist, dafs seit Beendigung des Krieges zwischen den Nord- und Südstaaten (1865) rasche Ausbildung und zahlreiche Anwendungen des Eisenfachwerks erfolgt sind. Hinsichtlich der Stellung der Streben und der Bänder zeigen die amerikanischen Konstruktionen eine grofse Mannigfaltigkeit, hierauf kann jedoch an dieser Stelle nicht näher eingegangen werden. Es genügt hervorzuheben, dafs die oben erwähnte Anordnung der Knotenpunkte in Verein mit sonstigen Umständen eine Schnelligkeit der Ausführung ermöglicht, welche in Europa nicht im entferntesten erreicht wird. Die Amerikaner haben übrigens nicht versäumt, in neuerer Zeit auch eiserne Gerüstbrücken (vergl. S. 10), also Brücken mit nahestehenden Stützen, herzustellen und andererseits der bis dahin gröfsten Spannweite einer Balkenbrücke, 150 m, in der Brücke bei Poughkeepsie über den Hudson, welche mit Ablauf der siebziger Jahre erbaut ist, noch 10 m hinzuzufügen.

Eine bezüglich der Balkenbrücken noch zu erwähnende sehr wichtige Vervollkommnung ist die Erfindung eines Deutschen. Gestützt auf ein i. J. 1866 ihm erteiltes Patent konstruierte Gerber Balkenträger mit freiliegenden Stützpunkten, bei welchen ein auf je zwei Pfeilern liegender Stützbalken über diese Pfeiler hinaus verlängert als Stützpunkt für einen folgenden Balken dient, dessen anderes Ende entweder auf einem Pfeiler, oder, wie das erste, auf dem freiliegenden Stützpunkte eines anderen Stützbalkens ruht. Die erste von Gerber nach diesem Prinzip ausgeführte Brücke über den Main bei Hafsfurt erhielt polygonale Gurten, dagegen haben die Träger der im Jahre 1872/73 von ihm nach demselben System ausgeführten Strafsenbrücke über die Donau bei Vilshofen mit 4 Öffnungen von je 51,6 m und einer Mittelöffnung von 64,5 m Spannweite durchweg parallele Gurtungen erhalten, und es sind in den äufsersten Öffnungen je einer und in der Mittelöffnung zwei freiliegende Stützpunkte angeordnet. In verwandter Weise sind mehrere in neuerer Zeit ausgeführte deutsche Eisenbrücken konstruiert. Aber auch in Amerika findet man die besprochene Anordnung und zwar nicht viel später als bei uns, sie wurde dort, soweit bekannt, zuerst bei dem Kentucky-Viadukt der südlichen Cincinnati-Bahn verwendet. Derselbe ist von Shaler Smith gegen Ende der siebziger

Jahre erbaut, er hat drei Öffnungen von 114 m Weite, Parallelträger mit Fachwerk und ist auch durch seine mehr als 80 m über der Thalsohle betragende Höhe hervorragend. Der Stützbalken der mittleren Öffnung reicht nach beiden Seiten 23 m weit in die Endöffnungen hinein und nimmt die Träger derselben durch Vermittelung von Gelenken auf. Seitdem sind in Amerika verschiedene Brücken, u. a. eine unterhalb der Niagarafälle, nach dem in Rede stehenden Prinzip erbaut. Von dem zuletzt genannten Bauwerk und von der gleichfalls hierher gehörigen, jetzt (1885) in Grofs-Britannien im Bau begriffenen Forth-Brücke wird weiter unten nochmals die Rede sein.

Es lag keine Veranlassung vor, im Vorstehenden auch französische Bauwerke hervorzuheben, bei der nunmehr vorzunehmenden Besprechung der Bogenbrücken mufs dies aber geschehen. Beim Bau der Balkenbrücken hat sich in Frankreich ein gewisses dem Fortschritt nicht förderliches Festhalten an typisch gewordenen Formen bemerklich gemacht.[12]) Für die Vervollkommnung der Bogenbrücken aus Schweifseisen sind nun aufser den Franzosen namentlich die Deutschen thätig gewesen und es soll im Nachstehenden je ein deutsches und ein französisches Bauwerk von historischer Bedeutung namhaft gemacht werden. Die Einteilung der Bogenbrücken in Brücken ohne Kämpfergelenke, Brücken mit solchen und Brücken mit Kämpfergelenken und mit Scheitelgelenk wird hierbei als bekannt vorausgesetzt.

Als erste gröfsere, ohne Kämpfergelenke steif eingespannte Bogenbrücken aus Schweifseisen sind zu nennen: die Arcolebrücke in Paris, 1854 von Oudry erbaut, 80 m weit. Dieselbe zeichnet sich auch dadurch aus, dafs das Verhältnis der Pfeilhöhe zur Spannweite (1:13) ungewöhnlich klein ist. Gleichzeitig gab Stehlin Anregung zur Erbauung eiserner Bogenbrücken in der Schweiz, die Ausführung aber erfolgte durch Etzel (Aarebrücke bei Olten, 32 m weit). — Die ersten Bogenbrücken mit Kämpfergelenken sind: eine Brücke bei St. Denis, 1858 von Couche und Salle erbaut, 45 m weit und die Brücke über den Rhein bei Koblenz, von Hartwich unter besonderer Mitwirkung Sternbergs 1862 erbaut, 97 m weit, als erste Brücke mit Bogenfachwerk beachtenswert. — Kämpfer- und Scheitelgelenke endlich sind erstmals in Österreich und zwar im J. 1864 bei einer Brücke über die Wien durch Hermann zur Anwendung gekommen, im J. 1867 folgte eine gleichfalls bei St. Denis erbaute Brücke als erste derartige Ausführung in Frankreich. In betreff der Spannweite war mehrere Jahre lang die Dourobrücke bei Oporto (160 m weit) unübertroffen, bis in Frankreich im J. 1881 die Garabitbrücke mit 165 m Spannweite erbaut worden ist. Von der gröfsten amerikanischen Bogenbrücke wird alsbald auch die Rede sein.

Wenn man die erheblichen Fortschritte des Brückenbaues sich vergegenwärtigt, welche die Massenproduktion des Schweifseisens zu wege gebracht hat, so wird man anzunehmen geneigt, dafs die Massenproduktion des Stahls und stahlähnlicher Eisensorten, welche seit der Mitte des Jahrhunderts — namentlich durch Bessemer — begonnen und alsbald sich verbreitet hat, gleichfalls einen durchgreifenden Einflufs zu äufsern berufen ist.[13]) Ein kräftiger Anfang ist bezüglich der Stahlverwendung bei Brücken bereits gemacht.

Zu den einzelnen Brückenarten übergehend, sei bemerkt, dafs der Stahl vorzugsweise beim Bau der Hängebrücken sich Eingang verschafft hat. In Österreich stammt

[12]) Vergl. Reorganisation des Corps des ponts et chaussées. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 98.

[13]) Es ist an dieser Stelle darauf hinzuweisen, dafs in neuerer Zeit Roheisen, Gufseisen, Schweifseisen, Schweifsstahl, Flufseisen und Flufsstahl als Eisensorten unterschieden werden. Näheres über diese neue „Nomenclatur für Eisen und Stahl“ s. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 7. Supplbd. Wiesbaden 1880. S. 229.

die erste bezügliche Ausführung (Karlssteg über den Donau-Kanal) bereits aus dem Jahre 1828, ferner ist im J. 1868 die Franz-Joseph-Brücke über die Moldau in Prag (147 m weit) mit Stahlketten ausgeführt. Weit bedeutender aber sind die amerikanischen Leistungen auf jenem Gebiete und es scheint in der That, dafs gegen die Verwendung des Stahls bei Drahtseilbrücken wesentliche Bedenken nicht vorliegen. Bei der ersten, von dem älteren Röbling im J. 1851 erbauten Niagarabrücke, welche wegen ihrer in damaliger Zeit epochemachenden Spannweite von 250 m nicht unerwähnt bleiben darf, ist allerdings Draht aus Holzkohleneisen zur Anwendung gekommen und in betreff der 1867 erbauten Hängebrücke über den Ohio bei Cincinnati (322 m Spannweite) darf zwar vermutet werden, dafs Stahlkabel angewendet sind, bestimmte Nachricht liegt aber hierüber nicht vor. Dagegen ist sicher, dafs zu der 1876 begonnenen und von dem jüngeren Röbling vor nicht langer Zeit vollendeten East-River-Brücke zwischen New-York und Brooklyn Stahldraht verwendet wurde und es ist dies mit der enormen Spannweite von 486 m, welche die Mittelöffnung dieser Brücke erhalten hat, wohl in Zusammenhang zu bringen. In England hat eine bei Sea-View ausgeführte, weiter unten nochmals zu erwähnende Hängebrücke Kabel von Stahldraht erhalten.

Auch unter den Bogenbrücken mufs ein hervorragendes Bauwerk mit stählernen Trägern genannt werden, die von Eads erbaute, 1874 vollendete Brücke bei St. Louis über den Mississippi. Dieselbe hat ein Mittelfeld von 158 m Spannweite erhalten, die Bogen sind aus konzentrisch liegenden, röhrenförmigen und durch Netzwerk verbundenen Gurtungen gebildet.

Bei den europäischen Balkenbrücken vermag sich der Stahl nur schwer einzubürgern. Es ist zwar schon im J. 1866 von Adelsköld eine Gitterbrücke über den Götha-Elf (42 m weit) ganz aus Puddelstahl (Schweifsstahl) erbaut, auch hatte man, namentlich in den Niederlanden, den Anfang gemacht, einzelne Teile der Balkenbrücken aus Stahl herzustellen, ferner sind im Laufe der siebenziger Jahre einige kleinere österreichische Brücken aus diesem Materiale erbaut. Die eingehenden Untersuchungen, welche der Verein deutscher Eisenbahnverwaltungen über die Stahlfrage veranlafst hat, haben aber ergeben, dafs ungeachtet sorgfältiger Erprobung des Materials zusammengesetzte, als Balken wirkende Konstruktionsteile aus Stahl nicht so zuverlässig sind, wie es gefordert werden mufs.[14]) Bis jetzt ist auf dem Kontinente keine gröfsere stählerne Brücke vorhanden. Das neue Material dürfte eben neue Formen verlangen und der amerikanischen Bauweise scheint dasselbe sich besser anzupassen, als der unsrigen. Beachtenswert ist es, dafs neuerdings in Amerika mehrere grofse Balkenbrücken, bei welchen Stahl zu allen gedrückten Konstruktionsteilen verwendet ist, hergestellt sind, u. a. die 1883 vollendete, von Schneider erbaute Brücke unterhalb der Niagarafälle (150 m weit), welche oben bereits erwähnt wurde. Eine im J. 1879 vollendete, mehr als 1 km lange Brücke über den Missouri bei Glascow soll ganz von Stahl erbaut sein.[15]) Auch die im Bau begriffene Brücke über den Firth of Forth (Schottland), welche als Balkenbrücke mit freiliegenden Stützpunkten konstruiert ist und 520 m Spannweite als gröfstes bis jetzt erreichtes Mafs erhält, wird vorwiegend aus Stahl erbaut und zwar nach vorgängiger sorgfältiger Untersuchung der für die Konstruktionsteile sich am besten eignenden Formen.

---

[14]) Vergl. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. VI. Supplbd. S. 97 und IX. Supplbd. S. 95. Angaben über sonstige Mitteilungen über den in Rede stehenden Gegenstand werden in der zweiten Abteilung dieses Werkes, in welcher derselbe nochmals besprochen werden mufs, gemacht werden.

[15]) Man vergl. hierüber und über sonstige amerikanische Brücken, bei welchen Stahl verwendet ist, Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884, No. 42.



Dieser Bau wird voraussichtlich entscheidend für die bezüglich der Stahlverwendung schwebenden Fragen sein.

Zurückblickend kann man das Wachsen der Spannweiten der Brücken, also das die Entwickelung des Brückenbaues am besten charakterisierende Moment, durch eine aus ganz runden Zahlen gebildete Skala wie folgt vorführen. Vereinzelt vorkommende Fälle sind hierbei nicht berücksichtigt.

Es gingen die Spannweiten

römischer Steinbrücken	etwa	bis	25	m
steinerner Brücken des Mittelalters und der neueren Zeit	„	„	50	„
hölzerner und gufseiserner Brücken	„	„	75	„
der Brücken aus Schweifseisen aufangs	„	„	100	„
später	„	„	150	„
Dagegen betragen die Spannweiten der gröfsten neuen Brücken, bei welchen Stahl verwendet ist, in runder Zahl . .	„	„	500	„

Näheres geht aus der nachstehenden Zusammenstellung hervor. Die betreffenden Mafsangaben sind gröfstenteils abgerundete Zahlen.[16])

Brücken mit bedeutenden Spannweiten sind:

- die Cabin-John-Brücke bei Washington, gewölbt, 70 m Spannweite,
- die Brücke über den Versammer Tobel (Schweiz), hölzernes Bogenhängewerk, 60 m Spannweite,
- die Cascade-Brücke der Erie-Bahn (hölzerne Bogenbrücke), 84 m Spannweite,
- die Brücke über die Limmat bei Wettingen, hölzernes Hängsprengwerk, 120 m Spannweite,
- die Southwark-Brücke über die Themse in London, gufseiserne Bogenbrücke, 75 m Spannweite,
- die Drehbrücke zu Brest, eiserne Strafsenbrücke, die beiden Flügel stofsen in geschlossenem Zustande in der Mitte zusammen, 106 m Spannweite,
- die Brücke über den Lek bei Kuilenburg, schweifseiserne Balkenbrücke, Halbparabelträger (Halbparallelträger), 150 m Spannweite,
- die Poughkeepsie-Brücke über den Hudson, schweifseiserne Balkenbrücke (Parallelträger), 160 m Spannweite,
- die Garabit-Brücke (Frankreich), schweifseiserne Bogenbrücke, 165 m Spannweite. Diese Brücke ist auch sehr hoch, die Bahn liegt 122 m über dem niedrigsten Wasserspiegel des Garabit,
- die Brücke über den East-River bei New-York, Drahtseil-Hängebrücke (Stahl) 518 m Spannweite,
- die Forth-Brücke, Träger mit freiliegenden Stützpunkten (Stahl), 521 m Spannweite.

Sehr lange Brücken sind:

- der Viadukt über die Lagunen bei Venedig, gewölbt, 3600 m lang,
- die Brücke über den St. Lorenz-Strom bei Montreal, schweifseiserne Blechbrücke (Tunnelbrücke), 2640 m lang,
- die Taybrücke bei Dundee, 3150 m lang.

---

[16]) Über sonstige Brücken von ungewöhnlichen Abmessungen vergl. Rziha. Eisenbahn-Unter- u. -Oberbau. Wien 1877. S. 169, 171, 176, 233, 477, 480; ferner Gleim. Der amerikanische Brückenbau der Neuzeit. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1876, S. 75.



Brücken mit sehr hoch liegender Brückenbahn sind:

der Trisana-Viadukt der Arlberg-Bahn, 86 m über dem Wasserspiegel des Trisana-Bachs hoch und die bereits oben genannte Garabit-Brücke.

Endlich Brücken mit sehr hohen Pfeilern:

der Göltschthal-Viadukt, 80 m hoch,
der Aquadukt von Lissabon, 85 m hoch, beide mit Steinpfeilern,
der Portage-Viadukt, 71 m hoch,
der Varrugas-Viadukt, 77 m hoch,
die Brücke über die Kinzua-Schlucht (Erie-Bahn), 91 m hoch. — Die zuletzt genannten Bauwerke haben eiserne Pfeiler.

§ 6. Arten, Benennungen, Hauptteile. — Die Brücken lassen sich, wie alle in grofser Anzahl vorkommenden Bauwerke, unter Zugrundelegung verschiedener Gesichtspunkte einteilen; die wichtigste Einteilung ergiebt sich aus dem Zweck derselben.

Gewöhnlich befindet sich oben auf der Brücke ein Verkehrsweg, seltener eine Wasserleitung und der erstere kann entweder Fufspfad, oder Strafse, Eisenbahn, Schifffahrtskanal sein. Unter der Brücke aber können liegen ein natürlicher oder ein künstlicher Wasserlauf oder aber einer der genannten Verkehrswege und man erhält sonach durch Kombination eine Reihe von Brückensorten; zu diesen häufig vorkommenden treten noch einige selten vorkommende hinzu, z. B. die nur für Pferde nebst ihren Führern bestimmten Leinpfadsbrücken, die Überführungen von Bächen über Eisenbahnen u. s. w.

Jene Mannigfaltigkeit wird aber dadurch noch gesteigert, dafs die Brücken in ihrem oberen Teile nicht selten mehr als eine Art von Verkehrswegen, mitunter mit Hinzutreten einer Wasserleitung, tragen und dafs unter der Brücke sich ebenfalls Wasserläufe und verschiedene Verkehrswege befinden können. Beispielsweise kommen Brücken, welche Fufswege, eine Strafse, eine Wasserleitung und eine Eisenbahn aufnehmen, dabei aber einen Flufs und daneben befindliche Wege überschreiten, keineswegs vereinzelt vor. Das Endglied in der Kette der auf diese Weise entstehenden Brückenarten wäre ein Bauwerk, welches eine Wasserleitung und die oben genannten vier Arten von Verkehrswegen über einen natürlichen und einen künstlichen Wasserlauf und über alle Wegearten hinwegführt. Stellen, an welchen ähnliches erforderlich ist, kommen vor, dem Bedürfnis pflegt aber alsdann durch eine Gruppe von Bauwerken besser als durch ein einziges entsprochen zu werden.[17])

Bevor weiteres über die verschiedenen Brückenarten gesagt wird, sollen die Hauptteile der Brücken namhaft gemacht werden. Bei Brücken für den Landverkehr hat man bekanntlich die Brückenbahn, den Überbau, die Pfeiler und die Fundamente der letzteren zu unterscheiden; mitunter versteht man unter Überbau auch wohl das Tragwerk der Brücke nebst der Brückenbahn.

Die Brückenbahn nimmt den Verkehrsweg und somit auch die Verkehrslasten direkt auf und übergiebt die letzteren durch ihr eigenes Gewicht vermehrt dem Überbau. Dies geschieht oft mittels eines Zwischengliedes und man unterscheidet dementsprechend bei steinernen Brücken die eigentliche Brückenbahn und eine unterhalb derselben befindliche Ausfüllung, bei eisernen aber Brückendecke und Brückentafel. — Der Überbau bewirkt die Übertragung der Lasten auf die stützenden Pfeiler, er zerfällt bei hölzernen und bei eisernen Brücken in die Träger (Brückenträger, Hauptträger) und die Zwischenkonstruktionen (Längs- und Querverbände). Die Pfeiler geben die um ihr eigenes

[17]) Man vergl. über eine derartige Brückengruppe Deutsche Bauz. 1882, S. 31.

Gewicht und um das Gewicht der oberen Teile vermehrten Lasten an die Fundamente ab. — Bei Brücken, welche künstliche Wasserläufe überführen, tritt eine Wasserleitung bezw. ein Schiffahrtskanal an die Stelle der Brückenbahn.

Eine Teilung der Brücken der Quere nach ergiebt sich, wenn auf demselben verschiedene Verkehrswege nebeneinander liegen, ohne weiteres, und in ähnlicher Weise ergiebt sich eine Teilung der Länge nach zunächst aus den Anforderungen, welche die unter der Brücke befindlichen Wege und Wasserläufe stellen. Aufserdem hat man Endpfeiler, Brückenöffnungen und Mittelpfeiler zu unterscheiden, kann auch einen Unterschied zwischen Strombrücke und Flutbrücke machen, wenn bei gröfseren Bauwerken Öffnungen vorhanden sind, welche nur vom Hochwasser durchströmt werden. Als Zwischenglieder zwischen den Brücken und den angrenzenden Strecken der Verkehrswege oder als Begleiter der Brücken treten nicht selten gewisse Nebenanlagen auf. Von diesen mögen hier, als einer vergangenen Zeit angehörig, die sog. Brücken-Kolonnaden erwähnt werden, von welchen u. a. einige ältere Brücken Berlins begleitet sind; auch die berühmte Rialto-Brücke in Venedig ist in ähnlicher Weise ausgestattet. — Bemerkt mag noch werden, dafs man bei den Endpfeilern den rechtsseitigen und den linksseitigen, entsprechend den beiden Seiten des betreffenden Wasserlaufs, unterscheidet und bei den Mittelpfeilern den ersten, zweiten, dritten u. s. w.

Auf die Klassifizierung der Brücken zurückkommend sei nun bemerkt, dafs dieselben bezüglich ihres Überbaues entweder fest oder beweglich konstruiert werden. Brücken mit beweglichem Überbau können der Landesverteidigung wegen erforderlich werden, insofern dieselbe verlangt, dafs an gewissen Stellen der Strafsenverkehr unter Umständen eingestellt werde, aufserdem aber des Wasserverkehrs wegen, welcher bei tiefliegendem Überbau eine zeitweilige Entfernung desselben für das Passieren der Schiffe erfordert. Man hat aber auch die auf schwimmenden Stützen ruhenden Brücken, also die sog. Schiffbrücken, zu den beweglichen zu rechnen, weil diese gleichfalls für das Durchlassen von Schiffen eingerichtet zu sein pflegen.

Bei den festen Brücken ergiebt sich eine wichtige Scheidung bekanntlich aus dem verwendeten Hauptmaterial. Es handelt sich hierbei vorzugsweise um das zum Überbau benutzte Material und man nennt beispielsweise eine Brücke mit einem Überbau aus Holz auch dann eine hölzerne, wenn die Pfeiler aus Stein hergestellt sind u. s. f. Die Teilung der festen Brücken in steinerne, hölzerne und eiserne ist bei der Bearbeitung dieses Werkes in üblicher Weise in den Vordergrund gestellt, so zwar, dafs der Schwerpunkt der ersten Abteilung desselben in der Besprechung der steinernen und der hölzernen Brücken, der Schwerpunkt der zweiten, eventuell auch einer dritten Abteilung in der Besprechung der eisernen Brücken liegt. Es ist zu bemerken, dafs steinerne und eiserne Brücken fast immer definitiv hergestellte Bauwerke sind; dagegen kann man bei den Holzbrücken interimistische, also für vorübergehende Zwecke hergestellte, und definitive Bauwerke unterscheiden. Interimistische Brücken kommen ferner als Schiffbrücken für militärische Zwecke und als Seilbrücken vor. Die Seilbrücken sind indessen so selten, dafs es nicht erforderlich ist, näher auf dieselben einzugehen.[18])

Aus der Art und Weise, wie der Überbau auf die Pfeiler wirkt, ergiebt sich die gleichfalls wichtige Einteilung in Balkenbrücken, Stützbrücken und Hängebrücken. Balkenbrücken sind alle diejenigen, deren Überbaue unter der Einwirkung einer lotrechten Belastung lediglich lotrechte Pressungen auf die Pfeiler ausüben. Die Überbaue

[18]) Man vergl. über Seilbrücken: Cresy. Encyclopaedia of civil engineering, S. 1392 und Rziha. Eisenbahn-Unter- und -Oberbau. Bd. II, S. 250.



der Stützbrücken und der Hängebrücken üben dagegen auf die Pfeiler Pressungen aus, welche gegen die Lotrechte geneigt sind und welche demnach in eine lotrechte und eine wagrechte Seitenkraft zerlegt werden können. Diese letztere ist bei den Stützbrücken nach aufsen, bei den Hängebrücken nach innen (stromwärts) gerichtet. Die Stützbrücken sind meistenteils Bogenbrücken, seltener Sprengwerkbrücken, das Wort Stützbrücke ist eine diesen Konstruktionen gemeinsame Bezeichnung. — Wie die Auflager-Reaktionen bei den genannten Brückenarten gerichtet sind, ergiebt sich aus Vorstehendem von selbst.

Es wird nicht beabsichtigt, hier die Klassifizierung der Brücken noch weiter zu verfolgen, manche Bezeichnungen können als bekannt vorausgesetzt werden, andere bedürfen kaum einer Erklärung. Das erstere gilt von den Bezeichnungen gerade Brücke, schiefe Brücke; offene Brücke, bedeckte (oder überdachte) Brücke; Bach-, Flufs-, Strombrücke u. s. w. Das letztere gilt von den Bezeichnungen Flach- und Hochbrücke; die Grenze zwischen den zuletzt genannten Arten kann man etwa da ziehen, wo die Höhe der Brückenöffnung gleich ihrer Lichtweite ist.

Wenn eine Brücke bestimmt gekennzeichnet werden soll, so läfst sich dies in der Regel nur durch Umschreibung bewerkstelligen. Es empfiehlt sich, hierbei zuerst den Verkehrsweg anzugeben, welchem die Brücke dient, und dann den Wasserlauf oder den Verkehrsweg, welcher überschritten wird, vergleiche die Bezeichnungen auf Taf. I bis III. Für oft vorkommende Bauwerke haben sich indessen auch einige kurze und zutreffende Benennungen eingebürgert. Fufsgängerbrücken darf man kurzweg Stege nennen und für die Fufswegunterführungen der Eisenbahnen empfiehlt sich das Wort Durchgang. Man versteht ferner unter Durchlafs ein kleines, höchstens 2 m weites, zur Überschreitung eines Wasserlaufes dienendes Bauwerk und man spricht beim Eisenbahnbau von Wege- und Bahn-Überführungen, sowie von Wege- und Bahn-Unterführungen. Eine Wege-Unterführung kann man kürzer eine Durchfahrt nennen; früher wurde wohl die Bezeichnung Brückthor gebraucht. Als gemeinsamer Name für die verschiedenartigen Unter- und Überführungen kommt auch das Wort Landbrücke vor. — Die Benennung Viadukt hat sich für jene Bauwerke von ansehnlicher Höhe eingebürgert, mit deren Hilfe Thäler überschritten werden, „Thalbrücke“ ist jedoch ebenso kurz und zutreffender, Viadukt dagegen immerhin etwas zweideutig. — Unter Aquadukt oder Aquädukt (genauer Aquadukt-Brücke) sollen die Brücken verstanden werden, welche Wasserleitungen tragen, wonach ein Unterschied zwischen diesen und den Kanalbrücken gemacht werden wird.

Die kleinsten Brücken, welche in Verkehrswegen vorkommen und dadurch kenntlich sind, dafs Überbau, Stützen und Fundamente zu einem Ganzen verschmelzen, pflegen Kanäle genannt zu werden. Die Konstruktion dieser Bauwerke, welche bei Eisenbahnen nicht selten als sog. Rampenkanäle auftreten, und die Konstruktion der sog. Röhrendurchlässe, d. h. der aus eisernen Röhren gebildeten Durchlässe, lehnt sich einerseits an diejenige der Brücken, andererseits an die der bedeckten Wasserleitungen an. Eine Besprechung derselben im vorliegenden Bande wäre an und für sich nicht ausgeschlossen gewesen, es konnte aber davon Abstand genommen werden, weil sie im X. Kap. des ersten Bandes des Handbuchs für specielle Eisenbahntechnik (4. Aufl.) bereits ausführlich behandelt sind. Man vergleiche auch in dem ersten Bande dieses Werks das I. Kapitel, S. 126 und das VI. Kapitel, S. 194, ferner Deutsches Bauhandbuch III., S. 269, 312.[19])

[19]) Eine bezügliche neuere Mitteilung s. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. IX. Supplbd. S. 87. (Verwendung glasierter Thonröhren als Seitendurchlässe und als Durchlässe unter dem Bahnkörper.)



Um nachzuweisen, wie häufig Brücken und Kanäle vorkommen, sei Folgendes bemerkt. Aus der Statistik der Eisenbahnen Deutschlands für das Betriebsjahr 18⁸⁰/₈₁ ergiebt sich, daſs für die normalspurigen Eisenbahnen des deutschen Reiches ausgeführt wurden:

	(abgerundete Zahlen)	
Durchlässe in Wegeübergängen und Parallelwegen . . .	41 500	Stück
Durchlässe unter dem Bahnkörper bis einschlieſslich 2 m Lichtweite der einzelnen Öffnungen	48 300	„
Brücken von 2 bis einschlieſslich 10 m Lichtweite der einzelnen Öffnungen	8 300	„
Wege- und Bahnüberführungen	2 700	„
Wege- und Bahnunterführungen	8 700	„
Brücken von 10 bis einschlieſslich 30 m Lichtweite der einzelnen Öffnungen	1 800	„
Brücken über 30 m Lichtweite der einzelnen Öffnungen .	270	„
Viadukte	230	„

Es waren sonach bis zum bezeichneten Jahre nahezu 90 000 Durchlässe und 22 000 Brücken im deutschen Reiche für Eisenbahnzwecke, abgesehen von den Bauwerken für schmalspurige und für Industriebahnen, erbaut. Die entsprechende Länge der Eisenbahnen ist 33 700 km. Die für oben bezeichnete Brücken und Durchlässe aufgewendeten Baukosten belaufen sich auf 743 500 000 M. und für die angegebenen Über- und Unterführungen, jedoch einschl. der Kosten für 46 700 Wegeübergänge, sind 166 100 000 M. aufgewendet.

Schlieſslich ist noch auf einige Arten von Brücken und brückenähnlichen Bauwerken hinzuweisen, welche verhältnismäſsig selten vorkommen und der Mehrzahl nach zu den Ausführungen des Wasserbaus gerechnet werden. Einige derartige Bauwerke sind schon an anderer Stelle (s. S. 3) namhaft gemacht, es mögen hier aber die Landungsbrücken nochmals erwähnt werden, weil dieselben den Brücken am nächsten stehen. In der Regel von einer festen und einer schwimmenden Stütze getragen bilden dieselben den Übergang von den festen Brücken zu den Schiffbrücken. Im Anschluſs hieran ist zu bemerken, daſs bei Seebädern mitunter brückenartige Bauwerke quer über den Strand hergestellt werden, um den Badegästen eine gesunde und unterhaltende Wandelbahn zu verschaffen[20]), und daſs vereinzelt und erst in neuester Zeit einige Bauwerke zur Ausführung gekommen sind, bei welchen eine Verkehrsbahn auf einer der Länge nach durchlaufenden Mauer oder Felsbank von eisernen Konsolen getragen ruht.[21]) Man könnte die hier kurz besprochenen Ausführungen vielleicht halbe oder verkrüppelte Brücken nennen.

Fähren und Trajektanstalten sind hier insofern zu erwähnen, als dieselben bezüglich ihres Zwecks mit den Strombrücken nahe Verwandtschaft haben. Es werden dementsprechend auch gewisse den Fährdienst vermittelnde Anordnungen „fliegende Brücken“ genannt. Man findet eine kurze Besprechung der Fähren im dritten Bande dieses Werks (2. Aufl.) Kap. IX, § 37 und eine ausführlichere der Trajektanstalten im ersten Bande des Handbuchs für specielle Eisenbahntechnik (4. Aufl.), Kap. XIX, auch Rziha. Eisenbahn-Unter- und Oberbau, S. 502 ist zu vergleichen. Bei den Vorstudien

[20]) Über eine derartige Anlage bei Sea-View (Insel Wight), welche nebenbei noch Verkehrszwecken dient, vergl. Engng. 1881. Juni, S. 609. S. auch den dritten Band dieses Werks (2. Aufl.), Kap. XXII, S. 478.

[21]) Vergl. Leibbrand. Überhängendes Straſsen-Trottoir in Wildbad. Zeitschr. f. Baukunde 1882, S. 501 und eine Mitteilung über eine Konsol-Brücke. Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 297.



für einen Brückenbau tritt mitunter die Frage auf, ob dem Verkehrsbedürfnis etwa durch eine Fähranlage genügt werden kann; häufiger wird es sich aber um einen Ersatz der Fähren durch Brücken handeln, weil die ersteren wenig mehr als ein Notbehelf sind. — Als Übergang von den Fähren zu den Brücken sind die „rollenden Fähren" zu nennen, von welchen bei Besprechung der beweglichen Brücken im Anschlufs an die Rollbrücken das Erforderliche gesagt werden wird.

---

§ 7. Untersuchung des Verkehrs, der Bodenbeschaffenheit und der Bodengestaltung. — Wie bei anderen Werken des Ingenieurs scheiden sich die bei den Brücken vorkommenden Arbeiten in Vorstudien, Bearbeitung des Entwurfs, Ausführung und Unterhaltung. Es handelt sich nun zunächst darum, eine Übersicht über die Vorstudien und die generellen Vorarbeiten zu geben, wohingegen das folgende Kapitel sich vorzugsweise mit dem Brückenprojekt und das dritte Kapitel mit der Ausführung und Unterhaltung bezüglich der steinernen Brücken beschäftigen wird. Bei den bezeichneten Untersuchungen ist zu beachten, dafs viele derselben nicht ausschliefslich den Brückenbau betreffen; es können deshalb verschiedene Punkte unter Verweisung auf andere Teile des Handbuchs kurz behandelt werden.

Das Gesagte gilt besonders von den Voruntersuchungen über den Verkehr, welchen die Brücken zu vermitteln haben, sowie von der Untersuchung der Bodenbeschaffenheit und der Bodengestaltung. Hieraus ergab sich die Zusammenfassung dieser verschiedenartigen Gegenstände in einen Paragraph.

Hinsichtlich des Verkehrs sind zu erörtern: der Verkehr des auf der Brücke befindlichen und der Verkehr der unter derselben befindlichen Wege, einschliefslich der betreffenden Verkehrsmittel. Zunächst ist der unmittelbar nach Erbauung der Brücke stattfindende Verkehr zu berücksichtigen, im weiteren aber die zukünftige Entwickelung desselben zu beachten.

Bei Eisenbahnbrücken für Hauptbahnen gestalten sich die Untersuchungen gewöhnlich ziemlich einfach und es beschränken sich dieselben bei eingleisigen Anlagen der Hauptsache nach auf die Frage, ob die Herstellung eines zweiten Gleises in Aussicht genommen werden mufs. Hierüber ist der erste Band dieses Handbuchs (2. Aufl.), Kap. I, S. 53 zu vergleichen. Aufserdem wäre bei Brücken, welche in der Nähe von Städten angelegt werden, zu untersuchen, ob das Verkehrsbedürfnis erfordert, dafs ein öffentlicher Fufsweg oder eine Strafsenfahrbahn mit der Eisenbahnbrücke in Verbindung gesetzt wird. Das Gewicht der in Betracht zu ziehenden Lokomotiven wird in der Regel gegeben sein.

Bei Brücken für Nebenbahnen können ausgedehntere Untersuchungen erforderlich werden. Dieselben haben die Gröfse des zu erwartenden Verkehrs (s. d. ersten Band, Kap. I, S. 5) und den Fahrplan zum Ausgangspunkt zu nehmen, durch einen Vergleich beider ergiebt sich die Stärke der zu erwartenden Züge und aus dieser, unter angemessener Berücksichtigung der Steigungsverhältnisse der Bahn, das Gewicht der zu verwendenden Lokomotiven. Hierdurch ist alsdann ein Hauptmoment für die Feststellung der Brückenbelastungen gegeben. Diese Untersuchungen können hier nicht in ihren Einzelheiten verfolgt werden, man findet Einschlägiges in von Kaven, Anleitung zum Projektieren von Eisenbahnen, S. 111 (das Betriebsmaterial in seinen Beziehungen zur Bahn) und S. 137 (Erwägungen und Vorarbeiten für eine sekundäre Bahn in gebirgigem Terrain).

Strafsenbrücken, welche weit entfernt von gröfseren Orten liegen, veranlassen in der Regel keine besonderen Untersuchungen über den Verkehr, höchstens wäre zu erwägen, ob etwa bei der betreffenden Strafse und der zu erbauenden Brücke auf demnächstige Mitverwendung für eine Nebenbahn Rücksicht zu nehmen ist. Dagegen will bei städtischen Brücken der Verkehr sorgfältig berücksichtigt sein, u. a. deshalb, weil die Gröfse desselben bedingend für die Fahrbahn-Konstruktion sein sollte, welche ihrerseits einen grofsen Einflufs auf das Eigengewicht der Brücken hat. Auch die Frage, ob ungewöhnlich schwere Fuhrwerke, z. B. auf Wagen geladene Lokomotiven, über die Brücke zu transportieren sein werden, ist in Betracht zu ziehen. Von besonderer Wichtigkeit aber ist der Erfahrungssatz, dafs die Einwohnerzahlen und somit der Verkehr um so rascher zunehmen, je gröfser eine Stadt ist. Brücken in grofsen Städten sollten deshalb unter sorgfältiger Berücksichtigung der Zunahme des Verkehrs projektiert werden, mit Rücksicht auf anzulegende Pferdebahnen beispielsweise auch dann, wenn solche zur Zeit der Erbauung der Brücke noch nicht vorhanden sind.

Weniger schwierig, als die vorhin genannten, sind die Untersuchungen über den Verkehr auf den unteren Wegen. Hinsichtlich der Landstrafsen wird in der Regel nur in Betracht kommen, ob auf den Transport ungewöhnlich hoher Gegenstände und auf den Transport von Langholz Rücksicht genommen werden mufs. — Anders liegt die Sache bei den Wasserstrafsen. Schon der Umstand, ob und in welcher Weise Flöfserei auf dem zu überbrückenden Wasserlaufe stattfindet, hat wesentlichen Einflufs auf das Brückenprojekt, weil in diesem Falle ein besonderes Gewicht auf weite Brückenöffnungen zu legen ist, vergl. § 11. Bezüglich der Schiffahrt ist zu untersuchen, ob dieselbe die Anlegung von Leinpfaden unter der Brücke erfordert, ein besonderes Augenmerk ist aber auf die Hochmafse der Schiffe und ihrer Masten zu richten und es ist festzustellen, ob in betreff der letzteren Veränderungen oder Einschränkungen zulässig sind. Näheres wird in § 11 dieses Kapitels, unter „Flufs- und Strombrücken“ angegeben werden.

Dafs Ermittelungen über Flöfserei und Schiffahrt auch für die Bauausführungen von Belang sind, wenn es sich darum handelt, ob und in welcher Ausdehnung die Baumaterialien auf dem Wasserwege bezogen werden können, ist selbstverständlich.

Hinsichtlich der Bodenbeschaffenheit ist zunächst zu bemerken, dafs eine genaue Kenntnis derselben von grofser Wichtigkeit für die Projektierung und die Ausführung der Brücken ist. Von der Bodenbeschaffenheit hängen die Tiefenlage der Pfeilerfundamente und das Gründungsverfahren wesentlich ab, diese haben aber ihrerseits auf die Kosten des Pfeilerbaues, die Kosten der Pfeiler aber auf die Wahl der Spannweiten einen erheblichen Einflufs.

Das Verfahren bei Bodenuntersuchungen und die hierbei zu benutzenden Vorrichtungen sind im ersten Bande dieses Handbuchs (2. Aufl.), Kap. III, S. 327 und Kap. VIII, S. 296, ferner im vierten Bande desselben, Kap. VII, welches das Tiefbohren behandelt, eingehend besprochen, einige ergänzende Bemerkungen mögen indessen hier Platz finden. Eine gründliche Untersuchung des Bodens läfst sich weder durch Bohrungen allein, noch durch ausschliefsliche Anwendung von Schürflöchern (Probelöchern) bewerkstelligen, man hat vielmehr von beiden Mitteln Gebrauch zu machen, indem man einige Hauptpunkte durch Schürflöcher erschliefst und aufserdem in geeigneten Abständen von denselben Bohrungen anordnet.[22]) Die Fugen der Verpfählungen der Schürflöcher sollen soweit offen sein, wie die Beschaffenheit des Bodens es gestattet, weil

---

[22]) Vergl. Tiefenbacher. Die Rutschungen. Wien 1880. S. 31.



andernfalls das Fallen der Schichten sich nicht genau genug erkennen läfst. Es mag auch darauf aufmerksam gemacht werden, dafs die Bohrtechnik bereits zu einem besonderen Zweige des Ingenieurwesens sich entwickelt hat, sodafs es sich bei ausgedehnten und schwierigen Bohrungen empfiehlt, geschulte Hilfskräfte heranzuziehen, namentlich auch, weil die Bohrungen im Flufsbett und in der Nähe desselben durch Wasser nicht wenig erschwert werden. Sache des Ingenieurs ist es, eine angemessene Vornahme der Bohrungen anzuordnen, sowohl bezüglich der Tiefe der Bohrlöcher, wie bezüglich ihrer Anzahl und der Gröfse des der Bohrung unterworfenen Feldes. Das letztere darf nicht auf die Brückenbaustelle beschränkt werden, wegen der Wechselwirkung zwischen einer Brücke und den angrenzenden Erdkörpern ist die ganze Nachbarschaft der Brücke eingehend zu untersuchen. — Dafs auch Ermittelungen über die in der Nachbarschaft vorhandenen Baumaterialien, insbesondere über die Bausteine, anzustellen sind, braucht wohl kaum bemerkt zu werden. Derartige Untersuchungen können unter Umständen auf die Anordnung des Bauwerks wesentlichen Einflufs haben.[23])

Wesentlich ist, dafs die Resultate der Bohrungen gründlich und wissenschaftlich verarbeitet werden. Nach Ansicht der Verfasser sollten die Vertreter der Geologie, insbesondere die Beamten geologischer Landesanstalten, stets in Kenntnis gesetzt werden, wenn Bohrungen vorgenommen werden, teils im Interesse der Geologie, teils im Interesse des Baues, weil ein Geognost von Fach fast stets in der Lage ist, das geognostische Profil zuverlässiger zu ermitteln, als ein Ingenieur, und weil eine präcise, dem geognostischen Gebrauch entsprechende Bezeichnung der erschlossenen Bodenarten statt der mitunter vorkommenden ungenauen Bezeichnungen derselben eintritt. Es empfiehlt sich ferner, manche Bohrproben einer genaueren Untersuchung zu unterziehen. Dies gilt u. a. von den durchlässigen Bodenarten, für welche die üblichen Bezeichnungen (Kies, grober Sand, feiner Sand u. s. w.) sehr wenig sagen. Es kann nützlich sein, derartiges Material durch Sieben in seine Bestandteile zu zerlegen und Bestimmungen der Korngröfsen vorzunehmen, wie dies bei den Untersuchungen über Wassergewinnungsanlagen üblich ist. Manche Erfahrungen, welche bei Gründungen gemacht werden, die unter Zuhilfenahme vom Wasserschöpfen vor sich gehen, würden durch eine derartige genauere Untersuchung der betreffenden durchlässigen Bodenarten an Wert gewinnen.

Im Anschlufs an Vorstehendes soll noch erwähnt werden, dafs es zwar bislang wenig üblich ist, bei Vorarbeiten für Brückenbauten auch Untersuchungen über das Auftreten des Grundwassers anzustellen, dafs aber diesem Punkte sorgfältige Beachtung geschenkt werden sollte. Das Grundwasser wird zwar nur selten eine direkte Einwirkung ausüben, um so bedeutsamer sind aber die indirekten Wirkungen desselben, insbesondere die Rutschungen der an die Brücken tretenden Erdkörper, welche ihrerseits jene nicht selten in Mitleidenschaft ziehen. Wenn beispielsweise in dem aus thonigem Boden und Steinen bestehenden Gehängeschutt eines Thales zahlreiche Quellchen vorhanden sind, so hat eine Stauung ihres Wassers durch das Mauerwerk einer Brücke in Verbindung mit der Mehrbelastung des Bodens durch den benachbarten Erdkörper Rutschungen zu fast unvermeidlicher Folge. Ein verwandter Fall liegt vor, wenn ein Thal mit feuchtem, thonigen Untergrunde von einem Bahndamme, in welchem sich Durchlässe oder Durchfahrten befinden, durchsetzt wird. Auch in diesem Falle kann

[23]) Vergl. Völker. Erdarbeiten und Viadukte der Bahn Schopfloch-Freudenstadt. Zeitschr. f. Baukunde. 1884, S. 149; ferner Ebermayer und Weikard. Die massiven Brücken der Bahnstrecke Stockheim-Ludwigsstadt-Eichicht. Daselbst S. 469.



eine Störung der Grundwasserbewegung eintreten und Rutschungen im Dammkörper nebst Beschädigungen der darin liegenden Bauwerke veranlassen. Es haben sich sonach an die Untersuchungen der Bodenbeschaffenheit auch solche über das Verhalten des Grundwassers anzuschliefsen.

Die Untersuchung der Bodengestaltung soll nur der Vollständigkeit wegen erwähnt werden. Das bei Aufnahme der Situationspläne, der Längen- und Querprofile des Terrains u. s. w. zu befolgende Verfahren mufs als bekannt angenommen werden; aufserdem ist dasselbe im ersten Band dieses Handbuchs (2. Aufl.) Kap. I, S. 66 u. 155 eingehend erörtert.

§ 8. Untersuchung des zu überbrückenden Wasserlaufs. — Die vorhin erwähnten Arbeiten sind solche, deren specielle Besprechung dem ersten Bande dieses Handbuchs anheimfällt, die nunmehr zu erörternden gehören dem Wasserbau an und man findet die bezüglichen Einzelheiten im dritten Bande, insbesondere im II. Kapitel desselben bei Besprechung der geodätischen und hydrometrischen Arbeiten (S. 126 u. ff. der 2. Aufl.). Entsprechend dem gewöhnlichen Vorkommen der Brücken sind hier vorzugsweise die natürlichen Wasserläufe des Binnenlandes zu berücksichtigen und es soll vorausgesetzt werden, dafs eine gröfsere Aufgabe des Brückenbaues vorliege. Die Vereinfachungen, welche bei kleineren Bauwerken und bei Brücken über künstliche Wasserläufe zulässig sind, ergeben sich leicht.

Jene Arbeiten bestehen bekanntlich in der Beschaffung von Karten, Längenprofilen und Querprofilen des Wasserlaufs, in der Anstellung von Wasserstandsbeobachtungen, in Geschwindigkeitsmessungen, endlich in den sog. Konsumtions-Ermittelungen. Der angegebenen Reihenfolge nach soll hier das hervorgehoben werden, was für einen Brückenbau von besonderer Bedeutung ist.

An Kartenmaterial kann nicht leicht zuviel beschafft werden und es sind sowohl hydrographische Karten (wegen Bestimmung der Niederschlagsgebiete), wie Übersichts- und Specialkarten der betreffenden Stromstrecke von grofsem Nutzen. Auch die geognostischen Karten haben, wie die Forschungen Belgrands beweisen, Bedeutung für den Brückenbau, vergl. § 11. Falls Karten erhältlich sind, welche den Zustand des Flusses in früheren Jahren und selbst in früheren Jahrhunderten darstellen, so ist dies erwünscht, denn diejenigen Flufsstrecken, welche eine gewisse Stabilität der Gestaltung zeigen, werden sich in der Regel zur Überschreitung am besten eignen. Eine Nachmessung des vorhandenen Bettes und die Eintragung der Messungen in die Karten ist gewöhnlich unerläfslich.

Stromkarten sind in der Regel leicht zu erhalten, schwieriger wird nicht selten die Beschaffung der Längenprofile, weil bis jetzt die hydrographischen Arbeiten noch nicht so weit vorgeschritten sind, dafs das vorhandene Material für jedes Brückenprojekt ausreichte. Es ist deshalb oft erforderlich, für die Zwecke eines Brückenbaues besondere Erhebungen über die Flufsgefälle, namentlich über die Gefälle bei hohen Wasserständen zu veranstalten, indem man Hochwassermarken aufsucht, einnivelliert und miteinander vergleicht.[24]) Es ist dann schon zum voraus ein Augenmerk darauf zu richten, ob und in welchem Grade die Veränderungen des Längenprofils, welche der Brückenstau im Gefolge hat, zu Bedenken Veranlassung geben. Auch die Höhenverhältnisse bei etwaigen Mühlen, sowie die Höhenlage der Kronen etwa vorhandener Deiche sind mit Sorgfalt zu ermitteln.

---

[24]) Vergl. Heyne. Das Tracieren von Eisenbahnen (4. Aufl.). Wien 1872, S. 123.



Die Aufnahme von Flufs-Querprofilen ist eine bei der Vorbereitung eines Brückenbaues gewöhnlich vorkommende Arbeit, weil ältere Querprofile infolge der Veränderungen, welchen die Flufsbetten zu unterliegen pflegen, in der Regel nicht verwendbar sind. Dabei ist die ganze Flufsstrecke, welche für die Wahl der Überschreitungsstelle in Betracht kommt, der Messung zu unterziehen und es sind die Querprofile mindestens bis zur Inundationsgrenze auszudehnen. Man stellt hieraus Tiefenkarten des ganzen Gebiets dar, in welchen die Lage des Thalwegs sich ergiebt, indem man die Projektionen der korrespondierenden tiefsten Punkte der Querprofile miteinander verbindet. Diese Linien sind für das Brückenprojekt von Wichtigkeit. Mit Hilfe jener Karten läfst sich auch feststellen, ob bei höheren Wasserständen sekundäre Thalwege sich bilden und es ist die Lage derselben gleichfalls in dieselben einzutragen. — Ein besonderes Augenmerk ist auf vorkommende Stromengen und auf die Durchflufsprofile ausgeführter Brücken zu richten, weil sich hieraus Anhaltspunkte für die Bestimmung der Lichtweiten der zu projektierenden Brücke ergeben können.

Regelmäfsige Wasserstandsbeobachtungen werden bekanntlich an allen schiffbaren Flüssen seit geraumer Zeit, neuerdings auch an geeigneten Punkten kleinerer Wasserläufe angestellt und es kann auf die Benutzung der betreffenden Tabellen gerechnet werden. In Verbindung mit den Ermittelungen über die Gefälleverhältnisse dienen jene Beobachtungen zur Bestimmung der für das Brückenprojekt mafsgebenden Wasserstände. Es ist jedoch oft zu empfehlen, in der für die Flufsüberschreitung in Aussicht genommenen Strecke einen oder mehrere Pegel — wenn auch nur zu vorübergehendem Gebrauch — setzen und beobachten zu lassen.

Die Wasserstände, welche für ein Brückenprofil besondere Bedeutung haben, sind:

der bekannte höchste (eisfreie) Wasserstand, welcher nicht selten die Höhenlage des Überbaues, jedenfalls aber die Höhenlage der Deckschichten der Pfeilervorköpfe bedingt,

der höchste schiffbare Wasserstand d. h. derjenige Wasserstand, bei welchem dem Gebrauche oder bestehenden Vorschriften entsprechend die Schiffahrt, insbesondere die Dampfschiffahrt, eingestellt wird,

der in der Regel mit der Vegetationsgrenze zusammenfallende mittlere Sommerwasserstand, welcher für etwa vorkommende Stromregulierungswerke mafsgebend ist, endlich

der bekannte niedrigste Wasserstand, welcher bei manchen Gründungsarten bestimmend für die Höhenlage hölzerner Konstruktionsteile ist.

Es liegt aber im Interesse der Bauverwaltung, die Untersuchungen über die Wasserstände noch weiter auszudehnen und nicht allein die Wasserstände zu ermitteln, bei welchen die Eisgänge einzutreten pflegen, sondern auch die mittleren und die höchsten Monatswasserstände, weil die letzteren bei Bestimmung der Höhen von Fangdämmen und dergl. zu Rate gezogen sein wollen. Da, wo die Hydrographie eines Flusses ausgebildet genug ist, kann bei bedeutenden Ausführungen auch die Frage aufgeworfen werden, ob eine mit dem Hochwasser-Nachrichtendienst zu vereinigende Hochwasser-Vorausberechnung für die Zeit der Bauausführung einzurichten ist, vergl. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1884, S. 342.

Den Geschwindigkeitsmessungen und den mit ihnen im Zusammenhange stehenden Konsumtionsermittelungen ist bei den Brückenvorarbeiten mitunter nicht diejenige Beachtung geschenkt, welche dieselben verdienen. Man hat sich in der Regel darauf beschränkt, die bei den höchsten bekannten Wasserständen abgeführte sekundliche

Wassermenge unter Benutzung bekannter Formeln aus den Gröfsen der Wasserquerprofile und den Gefälleverhältnissen oder aus der Gröfse des Niederschlagsgebiets zu ermitteln[25]) und mitunter selbst hierauf verzichtet. Nach Ansicht der Verfasser sollte keine Gelegenheit zur Vornahme von Geschwindigkeitsmessungen unbenutzt vorübergehen und am allerwenigsten bei Brückenvorarbeiten, weil bei diesen die erforderlichen Geldmittel vorhanden zu sein pflegen, was sonst oft nicht der Fall ist. Zur annähernden Konstruktion der Wassermengenkurve eines Flufsquerprofils bedarf es einer allzugrofsen Zahl von Beobachtungen nicht. Es sollte gelegentlich der Vorstudien für einen Brückenbau zum wenigsten der Versuch gemacht werden, jene Kurve für die betreffende Flufsstrecke zu ermitteln, einmal, weil dieselbe eine Kontrolle des vorhin erwähnten Verfahrens der Bestimmung der Maximal-Hochwassermengen ermöglicht, sodann aber auch, weil jeder Beitrag zur Hydrographie der Flüsse als solcher von Wert ist. Was sich durch planmäfsiges Sammeln gelegentlich angestellter Ergiebigkeitsermittelungen erreichen läfst, zeigen die französischen Arbeiten über das Seinegebiet, insbesondere das „*Manuel hydrologique du bassin de la Seine*“, welches über die Hochwassermengen der Seine und ihrer Nebenflüsse beachtenswerte Aufschlüsse giebt. — Geschwindigkeitsbestimmungen haben übrigens auch an und für sich Bedeutung, insofern beispielsweise bei ansehnlicher Hochwassergeschwindigkeit eine andere Anordnung der Gerüste u. s. w. am Platze ist, als bei mäfsiger.

Es braucht wohl kaum erwähnt zu werden, dafs Hand in Hand mit den im Vorstehenden besprochenen Messungen eine Untersuchung des zu überbrückenden Flusses bezüglich seiner Sinkstoffe, seines Verhaltens bei Eisgängen u. s. w. vorzunehmen ist.

Das Brückenprojekt wird nicht selten durch Erwägungen über eine Verlegung oder eine Regulierung des zu überschreitenden Flusses beeinflufst. Unter Hinweis auf den dritten Band dieses Handbuchs (2. Aufl.), Kap. XI und XII ist hierüber Folgendes zu bemerken.

Die Fragen, zu welchen jene Arbeiten Veranlassung geben, sind leicht bei kleinen, ziemlich schwierig bei gröfseren Wasserläufen zu beantworten; jenen kann man unbedenklich einen anderen Lauf geben, was auf die Lage der betreffenden Brücken, wie weiter unten nachgewiesen werden wird, oft Einflufs hat. Je gröfser der Wasserlauf aber ist, desto bedenklicher ist es, durchgreifende Veränderungen hinsichtlich der Lage seines Bettes vorzunehmen. Allerdings sind hierbei verschiedene Fälle zu unterscheiden, deren Extreme der in vollem Naturzustande befindliche Gebirgsflufs und der in ein festbegrenztes Bett gebannte Flufs mit mäfsigem Gefälle sind. Der erstgenannte Fall kommt in Deutschland bei dem zeitigen Stande der Stromregulierung nur vereinzelt vor, er ist dagegen in weniger civilisierten Ländern, z. B. denjenigen der Balkanhalbinsel, und aufserhalb Europas nicht selten. Ein solcher Flufs hat ein zerrissenes Mittelwasserbett, dessen Lage in der Thalsohle und dessen Profile von Jahr zu Jahr wechseln. Durch einen Brückenbau wird die Durchflufsstelle fixiert und derselbe erscheint als der Anfang einer Flufskorrektion. Beim Projektieren der Brücke darf alsdann nicht aufser acht gelassen werden, dafs infolge einer weiter fortschreitenden Regulierung wesentliche Veränderungen in den Höhenverhältnissen eintreten, dafs die Flufssohle und mit ihr die niedrigen Wasserstände im Laufe der Zeit sinken, wenn anders die betreffende Flufs-

[25]) Vergl. den dritten Band dieses Handbuchs (2. Aufl.) Kap. II, § 27 (Konsumtionsmessungen) und Kap. VIII, § 3 (Ermittelung von Hochwassermengen), ferner Kap. II, § 10 (Wechsel der Wassermenge und Wassermengenkurve).



strecke eine grofse Geschwindigkeit hat, also zu Erosionen geneigt ist, dafs aber durch etwaige Deichanlagen und in beschränkter Weise auch durch sonstige Veränderungen (Durchstiche, Landesmeliorationen u. s. w.) die Hochwasser stärker angespannt werden. Wenn jedoch das Ablagerungsgebiet eines unregulierten Gebirgsflusses oder gar der Schuttkegel eines Wildbaches zu überschreiten sind, so hat man kräftige Aufhöhungen und eine Verlegung der Brückenöffnungen durch Geschiebe zu gewärtigen. In beiden Fällen hat man es mit Anlagen zu thun, auf welche die Flufsregulierungen einen bedeutenden Einflufs äufsern.

Ganz anders liegt die Sache in dem zweiten der oben bezeichneten Fälle. Wenn die Lage des Bettes und die Querprofile eines ruhigen Flusses etwa durch Ufermauern unwandelbar festgelegt sind und wenn aufserdem bis auf weite Entfernung oberhalb der Brückenbaustelle ein einheitliches Bett vorhanden ist, so entfallen die im Vorstehenden besprochenen Erwägungen und es bleibt allenfalls in Gegenden, welche eine Tendenz zur Auflandung haben, zu erörtern, ob eine merkliche Steigerung der höchsten Wasserstände zu gewärtigen ist. In den meisten Fällen kann man diese Frage verneinen, weil mit Durchführung der Flufsregulierungen Stauungen durch Eis, welche früher zur Erzeugung hoher Wasserstände wesentlich beigetragen haben, mehr und mehr in den Hintergrund treten.

Zwischen jenen beiden äufsersten Fällen stufen sich die sonst noch vorkommenden ab, allgemeine Regeln über den in Rede stehenden Gegenstand lassen sich deshalb nicht aufstellen, wenn man nicht etwa als Regel gelten lassen will, dafs es sich empfiehlt, bei Wahl der Übergangsstelle diejenigen Strecken eines Flusses zu bevorzugen, in welchen derselbe ein einheitliches und regelmäfsig begrenztes Mittelwasserbett und ein ebensolches Hochwasserbett hat. Auch die Lage und die Beschaffenheit der Hochufer ist zu berücksichtigen und es sind Stellen mit hohen, festen und nicht allzuweit von einander entfernten Hochufern im allgemeinen für den Brückenbau am besten geeignet. Hiernach läfst sich aber nicht immer verfahren, es tritt vielmehr der Fall keineswegs selten ein, dafs eine Brücke an einer Stelle, welche bei Hochwasser oder bei Hoch- und Mittelwasser einen geteilten Stromlauf zeigt, projektiert werden mufs. Alsdann ist zu untersuchen, ob aus der Ausführung der Brücke und der damit in Verbindung stehenden Dämme u. s. w. ein Anlafs zur Entfernung der Stromspaltung zu entnehmen ist[26]) oder ob es sich empfiehlt, dieselbe zu fixieren und aufser einer Hauptbrücke noch sog. Flutbrücken anzulegen.

Besondere Schwierigkeiten entstehen, wenn ein Brückenbau in ein oder anderer Weise die Deiche der Niederungen beeinflufst. Weil die Deiche nicht jenen Überschufs an Stabilität und Haltbarkeit haben, welchen man im allgemeinen bei technischen Ausführungen fordert, und weil sie sehr häufig auf Rechnung der Deichgenossenschaften unterhalten werden, so sind die Beteiligten geneigt, in der Herstellung einer Brücke zwischen Deichen eine Gefahr zu erblicken. In solchen Fällen empfiehlt es sich, den Brückenbau so einzurichten, dafs die bestehenden Abflufsverhältnisse möglichst ungeändert bleiben. Auch ist darauf Bedacht zu nehmen, dafs die Interessenten ihre Zustimmung zu den projektierten Anlagen in bündiger Weise erklären. — Selbst bei Brücken innerhalb der bedeichten Niederungen ist eine Berücksichtigung der Deichverhältnisse unerläfslich und es ist insbesondere die Frage aufzuwerfen, wie sich die Wasserströmungen bei vorkommenden Deichbrüchen gestalten. In Rücksicht auf derartige Ereignisse

[26]) Über Stromspaltungen vergl. § 15 im XI. Kap. des dritten Bandes dieses Handbuchs.



wird man häufig die Weiten der Brückenöffnungen sehr reichlich bemessen müssen. Trotzdem sind Brücken, welche innerhalb bedeichter Niederungen liegen, mitunter in Gefahr, infolge Brechens der Deiche beschädigt zu werden.[27])

Es erübrigt noch, einige Worte über die Untersuchungen zu sagen, welche bei Projektierung von Brücken über Strommündungen anzustellen sind. Fast sämtliche Vorstudien, welche oben S. 29 namhaft gemacht wurden, sind auch in diesem Falle vorzunehmen, es kommen aber die schwierigeren hydrometrischen Arbeiten hinzu, welche dem Ebbe- und Flutgebiet der Flüsse eigentümlich sind. Wenn schon bei Brücken über eingedeichte Strecken der Flüsse ein Eingriff in die Abflufsverhältnisse bedenklich genannt werden mufs, so ist dies bei Brücken über Strommündungen in erhöhtem Grade der Fall, auch ist als Regel aufzustellen, dafs durch die Brücke die Flutwelle so wenig wie möglich abgeschwächt werden darf. Aufserdem ist die Frage aufzuwerfen, ob die Strommündung bezüglich ihrer Schiffbarkeit sich in einem befriedigenden Zustande befindet. Wenn dies nicht der Fall ist, so mufs weiter untersucht werden, welche Veränderungen eine Korrektion auf das Flufsbett und auf die Wasserstände ausüben würde. Wegen aller dieser Punkte kann auf das XIX. Kapitel des dritten Bandes dieses Werks verwiesen werden.

§ 9. Lage der Brückenachse und der Brückenbahn bei kleinen Bauwerken. Gelegentlich einer Trennung der kleinen von den gröfseren Bauwerken, welche an dieser Stelle angezeigt ist, soll zunächst hervorgehoben werden, dafs die betreffenden Projektierungsarbeiten eine wesentlich verschiedene Behandlung zulassen. Man hat zwar bei kleinen wie bei grofsen Brücken die Vorstudien, die generellen Vorarbeiten und die specielle Bearbeitung des Entwurfs von einander zu unterscheiden, Vorstudien und generelle Vorarbeiten haben aber eine um so geringere Ausdehnung, je kleiner die Bauwerke. Ferner sind die kleinen Kunstbauten zugleich diejenigen, welche in grofser Anzahl und in einer gewissen Gleichartigkeit vorkommen, ihre Anordnung ist meistenteils typisch geworden und es würde unzweckmäfsig sein, wenn dieselben einzeln und von Fall zu Fall projektiert würden. Es ist deshalb bei jedem gröfseren Baubetriebe üblich, Bauwerke der bezeichneten Art, also Durchlässe, Durchfahrten u. dergl., in verschiedenen Gröfsen und unter Annahme verschiedener Baumaterialien zum voraus auf dem technischen Bureau der Bauverwaltung zu entwerfen, diese Projekte als sog. Normalien zu vervielfältigen und sie den sonst noch vorzunehmenden Arbeiten zu Grunde zu legen. Falls die Normalien von Zeit zu Zeit einer Revision unterworfen werden, ist das bezeichnete Verfahren zu empfehlen. Generell gehaltene Vermerke über die Baukosten erhöhen die Brauchbarkeit derselben.

Wenn derartige Hilfsmittel zur Hand sind, so genügt bei generellen Vorarbeiten für kleine Bauwerke die Andeutung derselben im Längenprofil, die annähernde Bestimmung der von den Örtlichkeiten abhängigen Hauptdimensionen (z. B. der Länge der Durchlässe u. s. w.) und eine überschlägliche Veranschlagung, vergl. den ersten Band dieses Handbuchs (2. Aufl.), Kap. I, S. 126. Zeichnungen sind, abgesehen von einigen

[27]) Einige Mitteilungen, in welchen auf das Verhalten der Wasserläufe näher eingegangen ist, als es bei der Beschreibung von Brückenbauten gewöhnlich geschieht, sind: Gutachten über ein Projekt der Elbüberbrückung bei Lauenburg in wasserbaulicher Hinsicht. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1867, S. 63. — Wolff. Bau der Rheinbrücke bei Alt-Breisach. Deutsche Bauz. 1878, S. 116. — Kovatsch. Viadukt über den Schuttkegel der Rivoli bianchi. Allg. Bauz. 1881, S. 9. — Stübben. Weserbrücke bei Fürstenberg. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1881, S. 173. — Einsturz der Ochtumbrücke. Deutsche Bauz. 1881, S. 179.

den Kostenüberschlägen nötigenfalls beigefügten Skizzen, nicht erforderlich. Für die Zwecke des speciellen Projekts hat man dann die Dimensionen unter Benutzung der Normalien genau zu ermitteln, etwaige Änderungen jener, z. B. bezüglich der Stellung der Brückenflügel u. s. w., vorzunehmen, die Fundamentierung unter Berücksichtigung der Bodenbeschaffenheit zu projektieren und einen speciellen Kostenanschlag für jedes Bauwerk anzufertigen.

Es braucht wohl kaum bemerkt zu werden, daſs nicht alle kleineren Bauwerke sich in angegebener Weise behandeln lassen. Mitunter werden an dieselben auſsergewöhnliche Anforderungen gestellt, welche zu eigentümlichen Formen und Konstruktionen führen. Alsdann muſs der umständlichere Weg eingeschlagen werden, welcher beim Projektieren von gröſseren Brücken Regel ist und in folgenden Paragraphen erörtert werden wird. Wenn beispielsweise ein Bauwerk zugleich als Durchfahrt und als Durchlaſs zu dienen hat, so kann man Weg und Wasserlauf in verschiedener Weise nebeneinander, man kann sie aber auch übereinander legen (vergl. T. I, F. 5) und es ist durch Vorprojekte zu ermitteln, welche Anordnung die zweckmäſsigste ist.

Den Untersuchungen über die Lage der Achsen der in Rede stehenden Bauwerke ist Folgendes voraus zu schicken. Die Längsachse, d. h. diejenige Achse, welche mit der durch die Tracierungsarbeiten ermittelten Achse des betreffenden Verkehrsweges zusammenfällt oder doch mit derselben parallel läuft, ist in der Regel gegeben und es handelt sich gewöhnlich darum, von jener ausgehend die Querachse des Bauwerks festzulegen. Es kann schon hier bemerkt werden, daſs bei gröſseren Bauwerken der Gang ein anderer zu sein pflegt und daſs bei diesen die Längsachse sich nicht selten nach der Querachse richtet. In beiden Fällen bilden die Projektionen der Längsachse und der Querachse einen Winkel miteinander, welchen man den Schnittwinkel der Achsen oder den Kreuzungswinkel nennt. Je nachdem dieser Winkel ein rechter oder ein spitzer ist, unterscheidet man bekanntlich gerade oder schiefe Brücken.

Ähnlich verhält es sich mit der Höhenlage der Brückenbahn. Die Gradienten der Verkehrswege sind beim Projektieren kleinerer Bauwerke durch die Längenprofile gegeben und das Bauwerk muſs unter Zugrundelegung bestimmter Abstände zwischen jenen und dem Terrain projektiert werden. Dies ist aber nicht so zu verstehen, als ob die kleinen Bauwerke stets ohne Einfluſs auf die Höhenlage der Verkehrsbahnen wären. In dieser Beziehung sei auf den in F. 6, T. I dargestellten Fall hingewiesen. Die daselbst gezeichnete Eisenbahn kreuzt im Orte Güls zwei Straſsen, für welche Durchfahrten anzulegen waren. In diesem Falle bestimmten die Anforderungen an die lichte Höhe dieser Bauwerke die Höhenlage der Gradiente und weiter sogar die Höhenlage der Brückenbahn der benachbarten Moselbrücke.

Hierzu mag bemerkt werden, daſs durch die Gradienten (oder roten Linien) der Längenprofile bei Eisenbahnen die Höhe des Planums der Erdarbeit, bei Straſsen aber die Höhe von Bordstein-Oberkante markiert wird. Bei künstlichen Wasserläufen wird die Sohle und auſserdem der normale Wasserstand in die Längenprofile eingetragen. Für Eisenbahnbrücken werden aber die Hochmaſse von der Schwellenhöhe (Schienenfuſshöhe) ausgehend ermittelt und es folgt, daſs man für den Abstand zwischen Planum der Erdarbeit und Schienenfuſs das Normalquerprofil der Bahn zu Rate zu ziehen hat. Bei generellen Projekten für Hauptbahnen kann man diesen Abstand, um welchen die Gradienten der Brücken höher als diejenigen der Längenprofile liegen, zu 0,5 m annehmen. Wenn aber bei Eisenbahnen das Normalprofil des lichten Raumes mit ins Spiel kommt, so darf nicht übersehen werden, daſs die Hochmaſse desselben vom Schienenkopf ausgehen.

Es folgen jetzt einige allgemeine Regeln über die Lage kleiner Bauwerke; einige derselben gelten auch für gröfsere Brücken.

1. Als Schnittwinkel der Achsen ist in erster Linie ein rechter Winkel in Aussicht zu nehmen; wo dies nicht durchführbar erscheint, ist zum wenigsten eine Vergröfserung des Winkels anzustreben, unter welchem die Längsachse des zu erbauenden Verkehrsweges mit der Mittellinie des vorhandenen Weges oder Wasserlaufes kreuzt. Man erreicht hierdurch Verminderung des Materialverbrauchs, Vereinfachung der Konstruktion und somit in der Regel eine wesentliche Ersparung an Baukosten.

Unter Hinweis auf § 16 kann schon hier erwähnt werden, dafs bei der Wahl des Schnittwinkels der Achsen das Material des Brückenüberbaues insofern in Betracht kommt, als die Herstellung schiefer Bauwerke durch Annahme eines eisernen Überbaues wesentlich erleichtert wird.

2. Mit Veränderung des Schnittwinkels der Achsen pflegt eine Verschiebung jener Kreuzungsstelle Hand in Hand zu gehen, vergl. F. 1, T. I. Hierdurch erhalten die Mittellinien der verlegten Wege u. s. w. eine bessere Lage, als bei Beibehaltung der Kreuzungsstelle, und es erwächst weiter der Vorteil, dafs man das Bauwerk unabhängig vom Verkehr der vorhandenen Strafsen oder (bei Durchlässen) ohne Belästigung durch fliefsendes Wasser herstellen kann. — Ob das Bauwerk rechts oder links der alten Kreuzungsstelle anzulegen ist, ergiebt sich unter Berücksichtigung der Terraingestaltung, der Eigentumsverhältnisse der zu erwerbenden Grundstücke, der Bodenbeschaffenheit u. s. w. leicht. In diesem, wie in ähnlichen Fällen ist selbstverständlich auf thunlichste Einschränkung der Baukosten hinzuarbeiten.

3. Wenn bei Verlegungen von Wegen und Wasserläufen Veränderungen ihrer Höhenlage eintreten, so sind die Untersuchungen nicht auf eine ökonomische Herstellung der Brücken zu beschränken. Es ist vielmehr die Gesamtanlage ins Auge zu fassen, damit nicht etwa Vorteile, welche für den Kunstbau erreicht werden, durch Mehrkosten für die sich anschliefsenden Strecken aufgehoben werden. Man wird, nachdem die Brückenquerachse und die an dieselbe sich anschliefsenden Mittellinien der verlegten Wege u. s. w. projektiert sind, vor allem die sich ergebenden Höhenverhältnisse untersuchen und erst dann das Projekt weiter bearbeiten, wenn sich hierbei Bedenken nicht ergeben.

4. Veränderungen bestehender Wege und Wasserläufe dürfen nicht ohne Zustimmung der Interessenten vorgenommen werden. Es finden deshalb nach Aufstellung der Projekte Verhandlungen mit denselben statt, welche nicht selten zu einer Abänderung der Entwürfe führen.

Nach diesen allgemeinen Bemerkungen ist über die hierher gehörigen Bauwerke im einzelnen Folgendes zu sagen:

Bei Durchlässen und Bachbrücken kann in den meisten Fällen als Schnittwinkel der Achsen ein rechter gewählt werden, weil die Verlegung kleiner Wasserläufe nur selten auf Schwierigkeiten stöfst. Wenn es sich aber um schlecht entwässernde Ländereien handelt, so sollten die Abflufsverhältnisse nicht ohne Not durch derartige Verlegungen geändert werden. Im Hügellande und im Gebirge entfällt diese Rücksicht und es ist bekannt, dafs man beispielsweise bei der Brennerbahn an verschiedenen Stellen eine erhebliche Verlegung der Wasserläufe vorgenommen hat, um die betreffenden Kunstbauten einzuschränken. Daselbst kommen einige Fälle vor, in denen die Wasserläufe gänzlich aus dem Bereiche der Dämme gelegt und in Stollen durch angrenzendes festes Gestein geführt sind.

Auch bei der Herstellung der Rampenkanäle ist ein rechtwinkliger Schnitt der Achsen die Regel. Wenn man aufserdem die Stellen für die Kanäle so wählt, dafs sich über ihnen nur eine Anschüttung von mäfsiger Höhe befindet, so wird nicht allein an Länge, sondern wegen der alsdann zulässigen leichteren Konstruktion auch sonst noch gespart.

Bei Wegunterführungen und Wegüberführungen gestalten sich die Verhältnisse insofern gleich, als ein grofser Schnittwinkel der Achsen um so eher in Aussicht genommen werden kann, je geringer die Bedeutung des Weges ist. Bei Durchgängen und Fufsgängerbrücken werden grofse Winkel und die damit verbundenen Wegeverlegungen nur ausnahmsweise Schwierigkeiten veranlassen, während bei Strafsen ersten Ranges weit mehr auf Beibehaltung ihrer Lage gesehen werden mufs. Im zuletzt genannten Falle sind auch die Verlegungen wegen der gröfseren Breite der Strafse und wegen der erforderlichen sanfteren Krümmungen kostspieliger, als bei untergeordneten Wegen: ein Grund mehr, um bei Veränderung der Lage ihrer Mittellinien mit Vorsicht zu verfahren.

Wenn die Querachse des Bauwerks projektiert ist, so hat man zunächst die Höhendifferenz zwischen der Gradiente des oberen und der Gradiente des unteren Verkehrsweges zu ermitteln und dieselbe unter geeigneter Benutzung der Normalien mit der erforderlichen Höhendifferenz zu vergleichen. Dieser Vergleich ergiebt, ob eine zu geringe oder eine überschüssige Höhe vorhanden ist. Wenn ersteres der Fall, so kann man bei Durchfahrten durch Senkung des zu unterführenden Weges Rat schaffen, so lange eine genügende Entwässerung der gesenkten Stelle zu beschaffen ist. Bei Wegebrücken dagegen ist eine Hebung des zu überführenden Weges anzuordnen und in der Regel ohne Schwierigkeit zu bewerkstelligen. Wenn dagegen die vorhandene Höhe überschüssig grofs ist, so ist zu untersuchen, ob und inwieweit die Höhe des Bauwerks durch Veränderungen in der Höhenlage der Wege oder selbst durch Wegeverlegungen sich einschränken läfst. Wenn Wegeverlegungen mit ins Spiel kommen, so treten zu den vorhin genannten Untersuchungen noch die über die Steigungsverhältnisse der verlegten Strecken hinzu und es ist eine Verschiebung vorzunehmen, wenn sich für eine vorläufig angenommene Querachse des Bauwerks zu steile Steigungen ergeben.

Es mag noch bemerkt werden, dafs man die Querachse des Hauptkörpers der in Rede stehenden Bauwerke fast ausnahmslos gerade führt, da, wo der Hauptkörper endigt, können aber die Kurven der verlegten Wege bereits begonnen haben. Aufserdem gilt für die besprochenen Wegeverlegungen die auch beim Projektieren von Überfahrten zu benutzende Regel, dafs es sich empfiehlt, die Brechpunkte der Steigungen mit End- oder Anfangspunkten der Kurven zusammenfallen zu lassen. Wegen der Gröfse der Kurvenradien und wegen der Steigungsverhältnisse ist auf den Strafsenbau (s. den ersten Band des Handbuchs, Kap. VI, § 4 und § 6) zu verweisen.

Beispiele zu dem vorstehend Besprochenen bieten die Figuren 1—4, T. I. Profile sind denselben nicht beigefügt, weil die Höhenverhältnisse der dargestellten Bauwerke Ungewöhnliches nicht haben. Ferner ist F. 4, T. II zu vergleichen, welche eine Strecke der badischen Schwarzwaldbahn darstellt. Der in der Mitte der Figur gezeichnete Damm durchsetzt ein Thälchen von grofser Tiefe, aber mäfsiger Länge. Um die erforderliche Durchfahrt nebst zugehörigem Durchlafs möglichst billig herzustellen, hat man eine durchgreifende Verlegung der Wege und Wasserläufe in Verbindung mit einer an der Bergseite des Bahndammes angeordneten teilweisen Ausfüllung jenes Thälchens vorgenommen. — F. 13, T. II zeigt in ihrem unteren Teile die Situation einer Wildbach-Überführung der Gotthard-Bahn. Der Bach ist zu diesem Zweck in eine sog. Schale gefafst, vergl. F. 6, T. XXIV.

§ 10. Lage der Brückenachse und der Brückenbahn bei grofsen Bauwerken. Während, wie im vorigen Paragraph einleitungsweise erwähnt, bei kleineren Bauwerken Vorstudien und generelle Vorarbeiten von vergleichsweise geringem Umfange sind, erfordern dieselben bei Bauwerken von Bedeutung eingehende und gründliche Untersuchungen und man sollte von den generellen zu den speciellen Vorarbeiten erst dann übergehen, wenn die ersteren erschöpfend behandelt sind.[28]) Es empfiehlt sich, die Vorstudien mit Aufstellung eines Programms abzuschliefsen, in welchem auf Grund der Untersuchungen über den Zweck der Brücke, das Verhalten des zu überbrückenden Wasserlaufs, die Belastungen u. s. w. die bei dem generellen Entwurfe zu lösende Aufgabe festgestellt wird. Weil nun jede derartige Aufgabe sich in verschiedener Art und Weise behandeln läfst, und weil nur die Vergleichung verschiedener Entwürfe und der zugehörigen Kostenanschläge die Wahl der zweckmäfsigsten Lösung ermöglicht, so liegt der Schwerpunkt der generellen Vorarbeiten in der Aufstellung von sog. Vorprojekten (vergleichenden Projekten) und mit der Bezeichnung des besten unter diesen Projekten schliefsen dieselben ab.

Bei Brücken ersten Ranges hat man in neuerer Zeit wohl eine Konkurrenz behufs Gewinnung einer Auswahl von Entwürfen unter Ausschreibung von Preisen mit Erfolg eröffnet.[29]) Die bei Hochbau-Konkurrenzen gemachten Erfahrungen haben gelehrt, auch hierbei einen Unterschied zwischen genereller und specieller Behandlung zu machen und in geeigneten Fällen eine sog. Vorkonkurrenz zu veranstalten. —

Wenn eine Brücke in einen längeren, neu zu erbauenden Verkehrsweg sich einfügt, so besteht eine innige Wechselwirkung zwischen beiden. Es legen beispielsweise die gekrümmten Strecken, welche bei Thalbahnen in der Regel an die Brückenachse anschliefsen, sich von dieser ausgehend fest, während andererseits die Lage der Brückenachse mit Rücksicht auf die Herstellbarkeit jener gekrümmten Strecken gewählt werden mufs. Ferner ist der Fall nicht selten, dafs in einem Thale anfangs die rechte, weiterhin aber die linke Seite für den Bau des Verkehrsweges geeignet ist und dafs sich hieraus die Flufsüberschreitungsstelle ergiebt. Eingehendere Erörterungen würden in die Besprechung der Tracierung der Verkehrswege gehören. Hier soll angenommen werden, dafs die für eine Überschreitung in Aussicht zu nehmende Strecke eines Flusses bekannt, dafs also gewisse Grenzen für die Lage der Brücke gegeben seien und es gelten dann für die Festlegung der Brückenachse zunächst die folgenden Regeln, welche sich zum Teil an die im vorigen Paragraph besprochenen anschliefsen.

1. Die mit den Achsen der Mittelpfeiler zusammenfallende Querachse der Brücke sollte sich hauptsächlich nach der Lage des Thalweges richten (vergl. S. 30) und es ist

[28]) Über die formale Behandlung der Zeichnungen von Brücken, welche bei speciellen Vorarbeiten den Oberbehörden vorzulegen sind, vergleiche man den ersten Band dieses Handbuchs, Kap. I, S. 216, dazu auch bezüglich der Eisenbahnen untergeordneter Bedeutung: Centralbl. der Bauverw. 1882, S. 219.

[29]) Mitteilungen über Konkurrenzen und über die betreffenden Programme: Brücke über den Lijmfiord. Engineer. 1871. Nov. S. 366. — Donaubrücke bei Buda-Pest. Ann. industr. 1872, S. 358; Zeitschr. f. Baukunde. 1880, S. 190. — Ober-Mainbrücke zu Frankfurt a. M. Deutsche Bauz. 1876, No. 5 u. a. — Brücke zwischen New-York und Long-Island. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1879, S. 221. — Strafsenbrücke über die Theifs bei Szegedin. Die Eisenbahn. 1882, S. 99. — Strafsenbrücke über den Rhein bei Mainz. Deutsche Bauz. 1881 u. 1882; Die Eisenbahn. 1881; Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1881; Centralbl. d. Bauverw. 1881 u. 1882; Engng. 1881. — Stephanie-Brücke zu Wien. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1882; Der Bautechniker. 1882; Die Eisenbahn. 1882. — Donaubrücke bei Czernawoda. Deutsche Bauz. 1883; Centralbl. der Bauverw. 1883; Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883; Schweizerische Bauzeitung. 1883; Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1884, S. 94.

zu erstreben, dafs die Längsachse des Bauwerks mit dem Thalwege zum wenigsten annähernd einen rechten Winkel bildet. Dies läfst sich jedoch, zumal die Lage des Thalweges nicht selten wechselt, nicht immer erreichen und man begnügt sich gewöhnlich damit, die Querachse parallel zu den Uferlinien zu legen. — Wenn ein schiefes Bauwerk unvermeidlich ist, so sollte auch im vorliegenden Falle der Schnittwinkel der Achsen so grofs wie möglich gewählt werden, vergl. S. 35; die Weiten der Durchflufsprofile werden alsdann in Linien gemessen, welche zur Querachse normal stehen. — Hierbei ist selbstverständlich die Frage aufzuwerfen, ob die Uferlinien unverändert zu lassen, oder zu verschieben, vielleicht ganz zu verlegen sind. Bei kleinen Flüssen kommen durchgreifende Verlegungen des Flufslaufes nicht selten vor, vergl. u. a. F. 2^{b}, T. III und „Brücke über den roten Main bei Neuenreuth", Zeitschr. f. Bauk. 1882, S. 233.

2. Die Rücksichten auf Terraingestaltung und Bodenbeschaffenheit treten bei der Wahl der Lage der Strombrücken nicht selten stark in den Vordergrund und es kann sowohl die Beschaffenheit des Baugrundes wie die Beschaffenheit der Ufer ausschlaggebend sein. Dafs namentlich felsige und feste Ufer oft Vorteile für einen Brückenbau bringen, ist bei anderer Gelegenheit bereits erwähnt. Bei Bestimmung der Lage von Thalbrücken (Viadukten) ist die Terraingestaltung mitunter vor allem anderen in Betracht zu ziehen, denn diejenigen Stellen eines Thales, woselbst die beiderseitigen Lehnen eine geringe Entfernung von einander haben, sind zur Überschreitung desselben besonders geeignet.

3. Eine gekrümmte Längsachse ist soweit thunlich zu vermeiden, jedenfalls ist eine sanfte Krümmung zu erstreben, wenn die Anwendung einer geraden Linie ausgeschlossen ist. Brücken mit gekrümmtem Grundrifs verursachen gröfsere Kosten, als solche mit gerader Achse, einmal weil die für letztere anwendbaren Breiten vergröfsert werden müssen (vergl. § 13), und sodann, weil die Konstruktion des Überbaues und mitunter auch diejenige der Pfeiler sich komplizierter gestaltet und einen gröfseren Aufwand an Arbeit und Material erfordert. Diese Übelstände treten jedoch nicht stets in gleich hohem Grade hervor, und es gilt hier, ähnlich wie bezüglich der schiefen Bauwerke, dafs eine Krümmung der Achsen bei eisernen weniger bedenklich ist, als bei steinernen Brücken. — Bei Eisenbahnbrücken, welche in einer scharfen Kurve und zugleich in starkem Gefälle liegen, kommt noch hinzu, dafs eine derartige Lage immerhin eine gewisse Gefahr für die Züge mit sich bringt und dafs Entgleisungen auf Brücken von schlimmen Folgen begleitet zu sein pflegen. Man wird deshalb eine Lage der bezeichneten Art, wenn möglich, vermeiden, obgleich man sie nicht als unzulässig bezeichnen kann. Auf der Gotthardbahn liegen beispielsweise verschiedene Brücken in scharfen Kurven und zugleich in starken Gefällen (vergl. F. 12, T. II), auch die rechtsseitigen Flutöffnungen der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mainz haben eine ähnliche Lage.[30])

Über die Gröfse der Radien der Eisenbahnkurven und über die in scharfen Kurven stets anzuordnenden Steigungsermäfsigungen vergleiche man den ersten Band dieses Handbuchs (2. Aufl.), Kap. I, S. 57 und den ersten Band des Handbuchs für specielle Eisenbahntechnik (4. Aufl.), Kap. II, S. 53 u. ff. — Bei Strafsenbrücken liegt das Bedürfnis die Längsachse zu krümmen sehr selten vor, auch Aquadukt- und Kanalbrücken werden fast immer mit gerader Achse ausgeführt.

---

[30]) Andere Eisenbahnbrücken, welche in starken Steigungen und aufserdem in scharfen Kurven liegen, sind: Der Viadukt Pontuzzo der Pontebba-Bahn (Krümmungsradius 350 m, Steigung 16°/oo) s. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1880, S. 113; ferner zwei Brücken der Bahn von Marvejois nach Neussargues (Krümmungsradius 350, bezw. 300 m, Steigung 27,5°/oo) s. Ann. des ponts et chaussées. 1881, Sept. S. 234. In den genannten Fällen ist auch eine ansehnliche Höhe (45 m) vorhanden, als Hauptmaterial ist Stein verwendet.



4. Die Lage gröfserer Strombrücken, insbesondere gröfserer Eisenbahnbrücken, mufs den durch die Militärverwaltung vertretenen Anforderungen der Landesverteidigung entsprechen. Soweit sich aus den bezüglichen, in Baubeschreibungen vorkommenden Angaben schliefsen läfst, wird namentlich gefordert, dafs die bei festen Plätzen liegenden und sonstige wichtige Brücken von geeigneten Punkten aus mit dem Geschütz bestrichen werden können. Die Landpfeiler werden nicht selten als sog. Brückenköpfe zur Artillerieverteidigung und Bestreichung der Ufer des Flusses eingerichtet. Aufserdem handelt es sich darum, Brücken nötigenfalls rasch unwegsam zu machen, ohne sie zu zerstören, was — wie hier vorgreifend bemerkt werden mag — auf die Einteilung der Brückenöffnungen nicht selten von Einflufs ist.

Mehr untergeordneter Art sind die nachstehend namhaft gemachten Punkte:

5. Wenn sich am Ufer innerhalb der für die Lage einer Strafsenbrücke gegebenen Grenzen ein gröfseres Gebäude befindet, so kann es sich empfehlen, die Achse der Brücke auf die Mitte desselben zu richten. Hierbei walten ähnliche Rücksichten ob, wie bei der Festlegung mancher Strafsen in Städten, für deren Mittellinie ein Zielpunkt oft am Platze ist. Einige hierher gehörige Beispiele sind in F. 2, 6 u. 7, T. II dargestellt, von sonstigen Fällen sind zu nennen: die Rheinbrücke in Köln, deren Achse bekanntlich auf den Kölner Dom gerichtet ist, die Ober-Mainbrücke in Frankfurt a. M., in deren Achse die städtische Bibliothek liegt u. s. w.

6. Zur Kostenersparung trägt es bei, wenn der Platz, auf welchem die Baumaterialien abgelagert und verarbeitet werden, günstig gelegen und gut erreichbar ist. Man wird deshalb bei Ermittelung der Brückenachse auch auf diesen Umstand und auf sonstige die Ausführung betreffende Punkte ein Augenmerk zu richten und namentlich die Lage des Bauplatzes gegen das Hochwasser zu berücksichtigen haben.

Bemerkt mufs noch werden, dafs die Verhandlungen mit den Interessenten sich bei gröfseren Bauwerken nicht selten sehr umständlich und zeitraubend gestalten, zumal wenn die Interessen der Beteiligten einander widerstreiten. Als solche können, aufser dem Bauherrn, auftreten: die Strombauverwaltung, die Vertreter der Schiffahrt, die Militärbehörde, Eisenbahn- und Strafsenverwaltungen, eine oder mehrere Gemeinden u. s. w. Wenn dann noch Erschwerungen durch politische Grenzen hinzukommen, so ist die Bewältigung der gesamten Verhandlungen eine schwierige Arbeit.

Einer Besprechung der Höhenlage der Brückenbahn uns zuwendend sei zunächst bemerkt, dafs dieselbe nicht selten Einflufs auf die Lage der Brückenachse hat, u. a. dann, wenn behufs Gewinnung der für die Bahn erforderlichen Höhe ansteigende Strecken (Brückenrampen) angeordnet werden müssen.[31]) In diesem Falle wird die Lage der Brücke durch die Rücksichten auf angemessene Entwickelung der Rampen oft wesentlich beeinflufst. Ferner ist zu erwähnen, dafs unter Brücken über Wasserläufe ohne Verkehr mindestens Raum für das Hochwasser unter Zugabe eines Raumes für etwaige im Wasser treibende Körper, und unter Brücken für Strafsen des Landverkehrs ein der Gröfse der betreffenden Fuhrwerke entsprechender Raum freigehalten werden mufs. Wenn es sich um Brücken über Wasserläufe mit Wasserverkehr handelt, so ist auf die Wasserstände und aufserdem auf die Dimensionen der Fahrzeuge Rücksicht zu nehmen. Man kann nun in jedem dieser Fälle ein Profil des lichten Raumes analog dem bekannten Normalprofil des lichten Raumes der Eisenbahnen feststellen und es wird von den Abmessungen dieser Profile im folgenden Paragraphen eingehend die Rede sein.

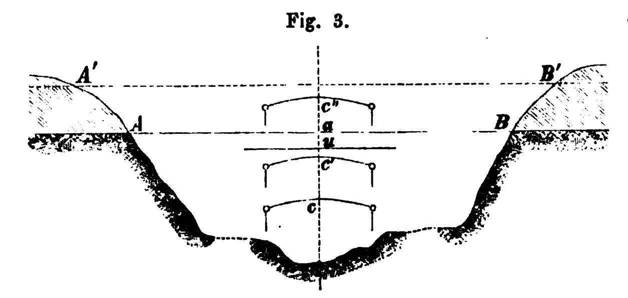
---

[31]) Über die Steigungsverhältnisse der Brückenrampen vergl. § 18 dieses Kapitels am Schlusse desselben.



Um nun die Höhenlage der Brückenbahn zu ermitteln hat man das Profil des lichten Raumes an einer oder an mehreren mafsgebenden Stellen des Längenprofils aufzutragen. Hierzu kann oft die Mitte der Brücke gewählt werden, bei schiffbaren Flüssen ist die Lage des Thalwegs zu berücksichtigen, bei Brücken mit einseitig fallender Bahn diejenige Seite zu nehmen, woselbst die Bahn am tiefsten liegt u. s. w. In Fig. 3 sind Profile des lichten Raumes bei c c' c'' angedeutet. Wenn dann nach vorläufiger Annahme, etwa auf Grund der Höhenlage der Ufer oder der Thallehnen, eine Linie AB als Gradiente der Brücke (vergl. S. 34) gezogen wird, so ergiebt sich beispielsweise für die Lage c' des Scheitels des Profils des lichten Raumes — unter Annahme eines angemessenen Abstandes zwischen demselben und der Unterkante u des Brückenbaues — ein gewisses Mafs au zwischen der Brückengradiente und jener Unterkante, welches man die Konstruktionshöhe des Überbaues nennt. Die Konstruktionshöhe wird also im Scheitel des Profils des lichten Raumes gemessen, während die Fläche, welche sich zwischen der oberen Begrenzung desselben und der Brückengradiente bildet, der untere Teil des Konstruktionsfeldes ist. Unter „Höhe des Konstruktionsfeldes“ ist der Abstand von der Brückengradiente bis zum tiefsten Punkte der Scheitellinie des Profils des lichten Raumes zu verstehen.

Fig. 3.



Bei dem besprochenen Verfahren können sich nun drei verschiedene Fälle ergeben. Im ersten Falle liegt der Scheitel c (Fig. 3) so tief unter AB, dafs man bezüglich der Konstruktion des Überbaues volle Freiheit hat; man sagt alsdann, die Konstruktionshöhe sei unbeschränkt und bestimmt die Lage der Brückenbahn unabhängig von der Höhe des Profils des lichten Raumes. Im zweiten Falle fällt c' nahe an die Linie AB; alsdann ist jene Freiheit nicht vorhanden und man mufs entweder unter Annahme der sich ergebenden beschränkten Konstruktionshöhe vorgehen oder die Linie AB soweit heben, wie zur Gewinnung einer unbeschränkten Konstruktionshöhe erforderlich ist. Im dritten Falle fällt c'' über die Linie AB, dann hat man die Wahl zwischen einer Brücke mit beweglichem Überbau und einer Hebung der Brückenbahn, etwa bis zur Linie $A'B'$. Es braucht wohl kaum bemerkt zu werden, dafs eine unbeschränkte Konstruktionshöhe einer beschränkten vorzuziehen ist, weil letztere in der Regel eine Vermehrung der Baukosten mit sich bringt.

Das Konstruktionsfeld ist bei steinernen Brücken auf die zwischen der Brücken-Gradiente und der oberen Begrenzung des Profils des lichten Raumes befindlichen Fläche beschränkt. Bei hölzernen und eisernen Brücken stellt jene Fläche nur den unteren Teil des Konstruktionsfeldes dar, weil es bei diesen ausführbar ist, die Konstruktionen auch oberhalb der Brückenbahn nach Bedarf auszudehnen.

Um bei generellen Projekten die zur Verfügung stehende mit der für bestimmte Anordnungen des Überbaues erforderlichen Konstruktionshöhe zu vergleichen, hat man Skizzen anzufertigen oder ausgeführte Bauwerke zu Rate zu ziehen.

Die im Vorstehenden vorausgesetzte horizontale Lage der Brückenbahn ist die gewöhnliche, es kommen aber auch Brückenbahnen mit einseitigem Gefälle vor, deren Neigungsverhältnisse bis an die bei den betreffenden Verkehrswegen sonst üblichen heranreichen können. Beispiele von Eisenbahnbrücken mit einseitig fallender Bahn sind

in den Figuren 8, T. I, 3 u. 9, T. II und 1, T. III gegeben. Beim Bau einer neuen Rheinbrücke in Basel hat man die Frage eifrig erörtert, ob Strafsenbrücken mit einer kräftig und einseitig geneigten Brückenbahn aus Schönheitsrücksichten verwerflich sind. Jene Brücke ist in angegebener Weise ausgeführt und ihr Aussehen läfst nichts zu wünschen übrig. Man vergl. auch Deutsche Bauz. 1879, S. 243.

Häufiger, als der vorhin genannte Fall, kommen bei Strafsenbrücken Brückenbahnen vor, welche von einer mittleren Scheitelstrecke aus nach beiden Seiten sich neigen. Diese bei steinernen Brücken seit Jahrhunderten zur Einschränkung der Längen der Brückenrampen getroffene Anordnung wird in neuerer Zeit auch bei Eisenkonstruktionen mit Erfolg benutzt. Entsprechend der für den Strafsenbau geltenden Regel, dafs mäfsig geneigte Strecken den horizontalen wegen besserer Abwässerung vorzuziehen sind, darf man die bezeichnete Anordnung eine recht empfehlenswerte nennen. Man vergleiche hierüber auch Kap. VI, § 2.

Bei Fufsgängerbrücken ist eine mäfsige Neigung der Brückenbahn, wie in F. 5ᵃ, T. III oder eine Wölbung derselben der Länge nach, wie beim Drahtstege über die Donau bei Passau, dessen bogenförmig gestaltete Gradiente bei 125 m Länge, 1,1 m Pfeilhöhe hat,[32]) ohne Bedenken und eine kräftige Neigung derselben mitunter motiviert, vergl. F. 6ᵇ, T. III. Auch bei Eisenbahnbrücken kommt die vorhin bezeichnete Lage der Brückenbahn, obwohl nur ausnahmsweise, vor und es sind als Beispiele die Viktoriabrücke über den Lorenzstrom und die Rheinbrücke bei Coblenz anzuführen. Dafs man bei Eisenbahnbrücken eine horizontale Lage der Bahn bevorzugt, ist selbstverständlich.

Bei Ermittelung der Höhen für Kanal- und Wasserleitungsbrücken ist vergleichsweise nur geringe Freiheit gestattet, weil die Möglichkeit der Anwendung von Brückenrampen entfällt. Wenn bei diesen Brücken nicht etwa eine überreichlich grofse Konstruktionshöhe vorhanden ist, so richtet sich die Lage der Wasserspiegel unbedingt nach dem Profil des lichten Raumes und nach der erforderlichen, aber thunlichst einzuschränkenden Konstruktionshöhe. Von den bei Wasserleitungsbrücken anzuwendenden Gefällen wird im V. Kapitel die Rede sein.

Beispiele zu dem im obigen Besprochenen sollen am Schlusse des folgenden Paragraphen gegeben werden.

§ 11. Gröfse und Zahl der Öffnungen. — Im vorigen Paragraph ist erwähnt, dafs für die Lage der Brückenbahn die Profile des lichten Raumes oft mafsgebend sind. Nunmehr handelt es sich darum, über die betreffenden Hochmafse näheres anzugeben, zugleich aber die Breiten jener Profile zu besprechen. Hierbei sind Landbrücken (Durchfahrten und dergl.), Durchlässe, Brücken über künstliche Wasserläufe, Strombrücken, Brücken über Strommündungen und Thalbrücken von einander zu trennen. Als eine gemeinsame Eigenschaft der durch Verkehrsverhältnisse bedingten Profile des lichten Raumes kann angesehen werden, dafs ihre obere Begrenzung gekrümmt oder polygonartig gestaltet ist, während der Rücksicht auf Wasser allein eine horizontale obere Begrenzung entspricht.

1. Profile des lichten Raumes bei Landbrücken, insbesondere bei Über- und Unterführungen von Eisenbahnen und Strafsen.

In dieser Gruppe mögen die Eisenbahn-Unterführungen vorangestellt werden, weil sich für dieselben die Profile des lichten Raumes sehr genau angeben lassen. Das für den ganzen Bereich des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen geltende Nor-

---

[32]) Vergl. Zeitschr. d. bayr. Arch.- u. Ing.-Ver. 1871, S. 10.

malprofil des lichten Raumes eingleisiger Hauptbahnen hat bekanntlich eine Höhe von 4,80 m über Schienenkopf, es zeigt in dieser Höhe eine horizontale Linie von 1,52 m Breite, während die Breite des Profils bis 3,05 m über Schienenkopf 4 m beträgt. Das nähere, sowie die Normalprofile der Schmalspurbahnen findet man u. a. im ersten Bande dieses Werks (2. Aufl.) Kap. I, S. 29, 35 u. 37. Um sicher zu gehen, dafs auch bei etwaigem Auffrieren des Oberbaues u. s. w. die angegebene lichte Höhe vorhanden ist, kann man zwischen dem Normalprofil und Überbau-Unterkante 0,1 m Spielraum annehmen.

Bei Vorhandensein von zwei Gleisen ist zu beachten, dafs die Mitten der Gleise der freien Bahn nicht weniger als 3,5 m von einander entfernt sein dürfen, gewöhnlich wird man aber die auf der betreffenden Bahn übliche Mittenentfernung einhalten; wenn auf Bahnhöfen Gleise in gröfserer Anzahl vorhanden sind, so ist der Gleiseplan zu Rate zu ziehen (vergl. T. III, F. 5[b] u. 7[c]), zugleich aber zu berücksichtigen, dafs aufserhalb der vertikalen Begrenzung des Normalprofils noch Raum für den Bahndienst frei bleiben sollte. Auf die Spurerweiterung und auf die Überhöhung des äufseren Schienenstranges ist Rücksicht zu nehmen, wenn die Gleise gekrümmt sind. Wegen der betreffenden Mafse und wegen sonstiger Einzelheiten mufs auf die „Technischen Vereinbarungen" und auf Werke über Eisenbahnbau verwiesen werden.

Wenn das Bahnplanum von Seitengräben begleitet ist, so braucht ihretwegen eine Verbreiterung der Öffnung nicht unbedingt angeordnet zu werden, weil man Kanäle durch die Endpfeiler der in Rede stehenden Brücken führen kann. Falls aber die Anordnung der Brücke derart ist, dafs ohne wesentliche Kostenvermehrung eine Durchführung der Seitengräben bewerkstelligt werden kann, so ist eine solche vorzuziehen.

Bei Durchgängen (Fufsweg-Unterführungen) ist zu berücksichtigen, dafs ein Fufsgänger einschliefslich des erforderlichen Spielraumes etwa 0,75 m Breite beansprucht, und dafs wegen des Tragens von Gegenständen auf dem Kopfe weniger als 2,5 m Höhe nicht angenommen werden sollte. Man erhält somit, wenn der Durchgang nur für zwei Personen bemessen werden soll, 1,5 m Breite und 2,5 m Höhe. Bei lebhafterem Verkehr kann man als Breite 2,0 bis 2,25 m annehmen, womit eine Vergröfserung der Höhe gewöhnlich Hand in Hand gehen wird. Die in neuerer Zeit auf Bahnhöfen nicht selten vorkommenden Personentunnel erhalten selbstverständlich erheblich gröfsere Breiten und zwar 6 m und darüber.

Strafsenunterführungen. Für die lichten Höhen und Weiten der Unterführungen gewöhnlicher Strafsen und Wege sind vielerorts bestimmte Vorschriften erteilt. Dieselben sind bei verschiedenen Gelegenheiten veröffentlicht und es kann auf die betreffenden Mitteilungen verwiesen werden.[35]) Man kann als Regel annehmen, dafs die Breiten gewöhnlicher Strafsen und Wege, wie solche bei der Besprechung des Strafsenbaues (s. den ersten Band dieses Handbuchs, Kap. VI, § 7) eingehend erörtert sind, im Bereiche der Unterführung oft eine Einschränkung um 1,0 bis 1,5 m, je nach der Bedeutung der Strafsen, erfahren können, weil unter der Brücke das für die Lagerung von Unterhaltungs-Material dienende Bankett der Strafsen entbehrlich ist. Mitunter sind noch weitergehende Einschränkungen jener Breiten zulässig. Im Gegensatze hierzu beanspruchen städtische Strafsen, deren Breite in dem bezeichneten Kapitel des ersten Bandes, § 9 besprochen ist, eine ungeschmälerte Durchführung.

---

[35]) Handb. d. Ing.-Wissenschaften. Erster Band (2. Aufl.) S. 100 u. 222. — Handb. f. spec. Eisenbahntechnik. Erster Band (4. Aufl.) Kap. XI. — v. Kaven. Anleitung zum Projektieren von Eisenbahnen. Aachen 1878, S. 52. — Deutsches Bauhandb. III, S. 351.



Wenn sonach eingehende Untersuchungen über die Profile des lichten Raumes der Strafsenunterführungen nicht allzu häufig vorkommen, so werden einige Angaben über die Breiten und Höhen der Fuhrwerke, auf welchen Abmessungen die Gröfsen jener Profile beruhen, doch von Nutzen sein. Man kann die Breite gewöhnlicher Landfuhrwerke einschliefslich des erforderlichen Spielraumes zu 2 m und die von ihnen beanspruchte Höhe zu 2,75 m annehmen, und es ist für sperrige Fuhrwerke, je nach der üblichen Spurweite und der Art der Beladung 2,5 bis 3,0 m Breite und bis 5,0 m Höhe zu rechnen, vergl. den ersten Band, Kap. VI, S. 106. Es kommen wohl noch breitere und noch höhere Ladungen vor, indem Erntewagen mitunter 3,5 m Breite haben und eine auf einen Wagen geladene Lokomotive einschliefslich des Schornsteins etwa 5,5 m Höhe aufweist; derartige Ausnahmefälle sind aber in der Regel für die Bemessung der Bauwerke nicht mafsgebend. Für einen Reiter kann man 2 m Breite und 2,75 m Höhe rechnen. Die für Fufsgänger erforderlichen Abmessungen sind oben bereits angegeben, es ist jedoch zu beachten, dafs ein unmittelbar neben einer Fahrbahn befindlicher Fufspfad aus naheliegenden Gründen etwas weniger Breite beansprucht, als ein isoliert liegender, auf der anderen Seite aber, dafs man bei Bestimmung der Weite einer für einen einzigen Wagen eingerichteten Durchfahrt die ausnahmsweise vorkommenden Wagenbreiten zu Grunde zu legen hat. Mit Hilfe obiger Zahlen kann man nun die Breiten der Profile des lichten Raumes unter Annahme der Anzahl von Wagen, Reitern und Fufsgängern, welche gleichzeitig unter der Brücke Platz finden sollen, leicht ermitteln. Die Höhen desselben wären in der Mitte zu 3 bis 5 m und an beiden Seiten zu 2,5 bis 3 m, je nach der Bedeutung der Strafsen anzunehmen.

Für die bislang besprochenen Bauwerke genügt gewöhnlich die Anordnung einer Öffnung. Als Ausnahmen sind zu verzeichnen: Unterführungen breiter städtischer Strafsen, wenn Stützen an der Kante der Fufswege angeordnet und hierdurch eine grofse und zwei kleine Öffnungen gebildet werden, Wegeüberführungen über Eisenbahneinschnitte, bei welchen mitunter Nebenöffnungen am Platze sind, und Fufsgängerbrücken über Bahnhöfe. Beispiele findet man in F. 5 u. 7, T. III, F. 3 u. 4, T. VI, sowie Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1869, S. 293 (von Kaven, Über Wegebrücken und Brückenthore).

2. Durchlässe und Brücken über nicht flofsbare Bäche.

Bei der Ermittelung der Lichtweiten der Durchlässe pflegt man die Normalien (vergl. S. 33) zu Hilfe zu nehmen. Dieselben werden unter Annahme bestimmter und in runden Zahlen angesetzter Lichtweiten entworfen. Als kleinstes Mafs pflegt man 0,6 m anzunehmen, ferner sind Weiten von 0,75 m, 1,0 m u. s. f. gebräuchlich. Unter diesen Zahlen wird eine den örtlichen Verhältnissen entsprechende ausgewählt.

Behufs Ermittelung der Höhe ist die Scheitellinie des Profils des lichten Raumes in 0,3 bis 1,0 m Abstand oberhalb des Hochwasserspiegels anzunehmen und jedenfalls nicht tiefer als 0,75 m oberhalb des Wasserstandes, bei welchem die Eisgänge stattfinden. Man hat hierbei ein besonderes Augenmerk auf ein mögliches Vorkommen gröfserer, im Hochwasser treibender Gegenstände, sowie darauf zu richten, ob über die Lage des Hochwasserspiegels keinerlei Zweifel obwalten. Diese Erwägungen können zur Annahme eines gröfseren Abstandes, als vorhin angegeben, führen. Nach Festlegung der Scheitellinie des lichten Raumes läfst man die Unterkante gerader Tragkonstruktionen nahezu mit derselben zusammenfallen, während man die Endpunkte von Stichbögen bis auf die Hochwasserlinie senken, den Halbkreisbogen und den Korbbogen aber

unbedenklich noch etwas tiefer ansetzen kann; ausnahmsweise geschieht letzteres auch bei Stichbögen. Alles dieses gilt, wie schon hier bemerkt werden mag, nicht allein für Durchlässe, sondern auch für Brücken über Bäche und Flüsse, wenn auf letzteren kein Wasserverkehr stattfindet.

Die Lichtweite von Bachbrücken wird bekanntlich häufig nach derjenigen ausgeführter, denselben Wasserlauf überspannender Bauwerke bemessen, wobei man von der Voraussetzung ausgeht, dafs die letzteren richtig angeordnet seien. Will man gründlicher verfahren, so ist die Gröfse des Niederschlagsgebiets der betreffenden Wasserläufe zu Grunde zu legen oder wenigstens neben jenen Ermittelungen zu berücksichtigen. Die betreffenden Untersuchungen gehören aber weniger dem Brückenbau, als dem Wasserbau an, sie sind deshalb in den dritten Band dieses Werks (2. Aufl.) aufgenommen und im VIII. Kapitel desselben von S. 556 an gegeben.[34]) Daselbst ist gezeigt, wie die abfliefsenden Regenmengen und die Abflufsgeschwindigkeiten zu ermitteln sind, wie man hierdurch zu einer Bestimmung der von Hängen und aus Niederungen zum Abflufs gelangenden gröfsten Wassermengen gelangt und wie aus letzteren die Lichtweiten der Durchlässe sich berechnen. Ergänzend soll bemerkt werden, dafs die geognostische Beschaffenheit des Niederschlagsgebiets einen wesentlichen Einflufs auf die Abflufsmengen ausübt, was nachgewiesen zu haben das Verdienst Belgrand's ist.[35]) Dafs die hier empfohlenen eingehenden Untersuchungen über die Lichtweiten gröfserer Durchlässe der Mühe wert sind, beweist der Umstand, dafs bei diesen Bauwerken Zerstörungen oder ernstliche Beschädigungen durch Hochfluten keineswegs zu den Seltenheiten gehören.

Die in Rede stehenden Bauwerke zeigen selten mehr als eine Öffnung, eine Bildung mehrerer Öffnungen findet nur ausnahmsweise und aus konstruktiven Gründen statt z. B. bei Plattendurchlässen und bei Unterleitungen. Durch die Anwendung mehrerer Öffnungen statt einer wird übrigens der Ausflufs-Koeffizient erheblich abgemindert, was bei Bestimmung der Lichtweiten nicht unberücksichtigt zu lassen ist.

In der Nachbarschaft der Bäche kommen bekanntlich Wege und Strafsen nicht selten vor und die alsdann entstehende Aufgabe läfst sich auf verschiedene Weise lösen. Man kann

1. für den Bach und für die Strafse getrennte Bauwerke anlegen,
2. ein Bauwerk mit einer Öffnung für Bach und Strafse herstellen und
3. dem Bauwerke mehrere Öffnungen geben und eine Öffnung dem Bach, eine andere der Strafse zuweisen.

Bei der letztgenannten Anordnung kann man Bach und Strafse entweder nebeneinander oder übereinander (s. F. 5, T. I) legen; auch F. 20 u. ff. auf T. VI sind hierzu zu vergleichen.

Um die richtige Wahl zwischen diesen Anordnungen zu treffen, hat man dieselben bei verschiedenen Gelegenheiten durch Aufstellung von Vorprojekten näher untersucht und es ist in den beiden auf T. II, F. 3 und F. 8 bis 10 dargestellten Fällen die Entscheidung zu Gunsten eines einzigen Bauwerks mit mehreren Öffnungen ausgefallen.[36])

---

[34]) Man vergleiche auch: Deutsche Bauz. 1885, S. 193. (Menz. Über Vorarbeiten und einzelne Ausführungen beim Eisenbahnbau), ferner Kap. VI des ersten Bandes dieses Werks, S. 192.

[35]) Belgrand. La Seine. Paris 1873. Chap. XX. Débouchés mouillés des ponts.

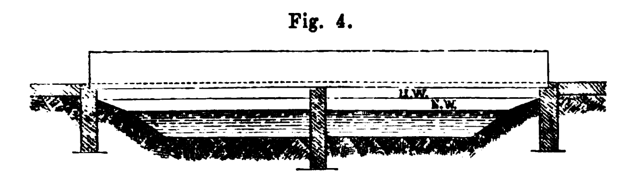
[36]) Näheres s. Launhardt. Der Viadukt bei Lecker. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1872, S. 380 und Lehwald. Die gröfseren Kunstbauten der Eisenbahnstrecke Nordhausen-Wetzlar. Zeitschr. f. Bauw. 1880, insbesondere S. 441 (Der Viadukt über das Frieda-Thal bei Frieda).



3. **Brücken über künstliche Wasserläufe.**

Die künstlich hergestellten Wasserläufe sind hier zu trennen, je nachdem dieselben Verkehrszwecken dienen oder nicht. Beiden Arten gemeinsam sind geringe Schwankungen der Wasserstände und ein regelmäfsig begrenztes und auf Berechnung beruhendes Querprofil, aus welchem sich die Lichtweiten der betreffenden Brücken gewöhnlich ohne weiteres ergeben. Weil die Eisgänge ohne Bedeutung zu sein pflegen und weil auf treibende Bäume und dergl. nicht Rücksicht zu nehmen ist, so kann die Unterkante gerader Träger in einem mäfsigen Abstande von etwa 0,25 bis 0,50 m über dem höchsten Wasserstande angebracht werden, wenn kein Wasserverkehr vorhanden und wenn eine solche Lage im übrigen zweckmäfsig ist. Die für die Flöfserei und für kleine Schiffahrt erforderlichen Höhen sollen weiter unten besprochen werden. — Ein hierher gehöriges Beispiel giebt Fig. 4 (schematische Ansicht einer Brücke über den Hageneck-Kanal bei Aarberg, Schweiz). In diesem Falle beträgt der oben bezeichnete Abstand 1,5 m.

Fig. 4.



Bei Brücken über Schiffahrtskanäle des Binnenlandes kommt die Höhe der Schiffsgefäfse in Betracht, ferner mufs das Normalprofil des Kanals gegeben sein, welches im Bereiche des Wassers bekanntlich trapezförmig gestaltet ist. Der Kanal wird in der Regel an der einen Seite von einem Leinpfade, an der anderen von einem Fufspfade begleitet. Über die lichten Höhen und lichten Weiten der die Kanäle überspannenden Brücken sei hier in Übereinstimmung mit Kap. X des dritten Bandes dieses Werks, S. 64 u. 87 Nachstehendes bemerkt:

Für den Abstand zwischen dem Wasserspiegel und der Unterkante des Überbaues fester Brücken ist die Höhe leerfahrender Schiffe, namentlich die Höhe von Schraubendampfern bei niedergelegtem Schornstein, aufserdem aber auch die Höhe sperriger Ladungen — beim Transport von Holzkohlen, Heu, Stroh u. s. w. — mafsgebend; man nimmt jenen Abstand bei neuen Kanälen von Bedeutung zu mindestens 4 m an. Dies Mafs dürfte namentlich dann genügen, wenn der Überbau aus Balkenträgern besteht, welche sich nötigenfalls leicht heben lassen. Bei anderen Konstruktionen kann etwas mehr (4,5 m) empfohlen werden, es kommen aber auch Fälle vor, in welchen die in Rede stehende Höhe bis auf 5 m gesteigert wird, grofse Rheinkähne beanspruchen beispielsweise eine derartige Höhe, 3,2 m gilt als das geringste Mafs (für untergeordnete Kanäle). In Frankreich ist 3,7 m als Minimum vorgeschrieben. Wenn die Kanalstrecke, in welcher die Brücke liegt, starken Winden ausgesetzt ist, so sollte bei Bestimmung der Lichthöhen auf das Auftreiben des Wassers durch den Wind, wodurch Höhendifferenzen bis 0,4 m erzeugt werden können, Rücksicht genommen werden.

Bei Bemessung der Lichtweiten steinerner Brücken hat man früher gewöhnlich eine Einschränkung des Querprofils des Kanals vorgenommen. Die Erfahrungen beim Bau des Rhein-Marne-Kanals führten schliefslich dahin, bei einer Schleusenweite von 5,2 m eine Lichtweite der Brücken von 9,0 m (5,5 m für den Wasserspiegel, 2 m für den Leinpfad und 1,5 m für den Fufspfad) anzunehmen. Von anderer Seite wird empfohlen, den Wasserspiegel nach dem einundeinhalbfachen der Schiffsbreite zu bemessen, besser ist es den Wasserquerschnitt gleich dem doppelten eingetauchten Querschnitt des Schiffes anzunehmen.

Die durch Brücken der bezeichneten Art bedingten häufigen Beschränkungen der Kanalbreite vertragen sich jedoch nicht mit den heutzutage an den Kanalbetrieb zu stellenden Anforderungen. Bei neueren Ausführungen wird man deshalb die Sohlenbreite des Kanals gewöhnlich unter den Brücken durchführen und nur eine Beschränkung der Leinpfadsbreiten auf etwa 2 m vornehmen.

Bei Brücken über Schiffahrtskanäle kann man als obere Begrenzung des Profils des lichten Raumes nach Vorstehendem eine gerade Linie, aber auch einen sanft gekrümmten Stichbogen annehmen, weil oberhalb der Leinpfade weniger Höhe erforderlich ist, als über dem Wasserspiegel. — Über die Anzahl der Öffnungen gilt das bei Besprechung der Eisenbahnunterführungen Gesagte.

4. Profil des lichten Raumes und Anzahl der Öffnungen bei Flufs- und Strombrücken.

Die lichten Höhen und Weiten werden bei Durchlässen und Bachbrücken vorwiegend durch das Verhalten des Wasserlaufs, bei Brücken über künstliche schiffbare Wasserläufe dagegen hauptsächlich durch die Rücksichten auf den Wasserverkehr bedingt, bei Flufs- und Strombrücken kommt in der Regel beides in Betracht, denn auf Flüssen und Strömen findet fast stets Flöfserei oder Schiffahrt in gröfserer oder geringerer Ausdehnung statt. Brücken über flofsbare Bäche unterliegen denselben Erwägungen, wie Flufsbrücken.

Für die Flöfserei auf Wasserläufen von mäfsiger Gröfse dürfte ein freier Raum von 2,5 m oberhalb des höchsten Wasserspiegels, bei welchem dieselbe stattfinden kann, als ausreichend, eine Einschränkung dieses Mafses aber als unter Umständen zulässig zu bezeichnen sein. Eine bei München in neuerer Zeit über einen Flofskanal erbaute Brücke hat beispielsweise 2,5 m lichte Höhe über dem normalen Wasserspiegel erhalten. Für die Flöfserei auf bedeutenden Wasserläufen genügt das angegebene Mafs jedoch nicht, man hat alsdann die Höhe der auf den Flöfsen befindlichen Stangen für Flaggen und Laternen zu berücksichtigen und die Ermittelung der betreffenden Abmessungen von Fall zu Fall vorzunehmen.

Für die Lichtweiten sind zunächst die Bestimmungen über die Breiten der Flöfse mafsgebend. Bei kleinen Flüssen sind die letzteren gering, beispielsweise lassen die Breitenmafse eines Flofsdurchlasses bei Teinach (s. Zeitschr. f. Bauk. 1880, S. 363) darauf schliefsen, dafs die passierenden Flöfse höchstens 4 m Breite haben; auch die Flöfse des Neckars oberhalb Heilbronn dürfen nicht breiter, als 4 m sein. Im Grofsherzogtum Hessen ist für die Mainflöfse 9,5 m Breite gestattet. Dagegen sind auf dem Rhein zwischen Mannheim und Koblenz Flöfse von 63 m und von Koblenz abwärts solche von 72 m Breite zulässig; es werden übrigens derartige Breiten in neuerer Zeit kaum vorkommen. Näheres über Flofsbreiten auf verschiedenen Flüssen kann man aus dem XV. Bande der Statistik des deutschen Reiches („Die deutschen Wasserstrafsen") entnehmen.

Man hat übrigens bei Bemessung der Lichtweiten der Brücken zu berücksichtigen, dafs mit der Breite auch die Länge der Flöfse zunimmt, dafs die Mittellinien derselben oft gekrümmt sind und dafs namentlich lange Flöfse sich nicht gut steuern lassen. Die Brückenöffnungen müssen deshalb erheblich weiter sein, als die Flöfse breit sind. Beispielsweise sind auf dem Rhein von Mainz abwärts der Flofsfahrt wegen 90—100 m weite Brückenöffnungen vorgeschrieben. Bei kleineren flofsbaren Wasserläufen kommt hinzu, dafs durch unerwartet eintretende Hochwasser nicht selten Stämme von den Holzlagerplätzen fortgeschwemmt werden, welche den Brücken gefährlich werden können, wenn deren Öffnungen gering bemessen sind. Es ist deshalb zu empfehlen für alle flofs-

baren Wasserläufe weite Brückenöffnungen anzuwenden und bei Bauwerken von mäfsiger Gesamtlichtweite Mittelpfeiler soweit thunlich zu vermeiden.[37])

Bei der Schiffahrt ist die grofse und die kleine zu unterscheiden und es hat mancher Flufs nur letztere aufzuweisen. Die für beide in Ansatz zu bringenden Hochmafse gehen von dem „höchsten schiffbaren Wasserstande“ aus, vergl. § 7. Die kleine Schiffahrt, also der Verkehr mit Nachen und kleinen Segelbooten kann schwerlich mehr als 3 m über diesem Wasserstande beanspruchen. In betreff der grofsen Schiffahrt soll hier nur diejenige des Rheins und der Elbe als Beispiel angeführt werden.

Für den Rhein ist zurückzugehen bis auf die Verhandlungen, welche gelegentlich der Projektierung der Kölner Rheinbrücke stattgefunden haben. Dieser Bau fand die Rheinkähne mit Masten von bedeutenden Höhen (bis 30 m) vor, welche aus der Zeit des Einzelfahrens der Kähne stammten, in solcher Höhe aber nach Einführung des Schleppens in Zügen nicht mehr erforderlich sind. Man stellte zunächst fest, dafs es keine wesentliche Schwierigkeit hat, auch hohe Maste zum Umlegen einzurichten und zahlte den Schiffern für die betreffenden Veränderungen ansehnliche Entschädigungen. Im weiteren Verlaufe ergab sich dann, dafs die Höhen der Masten bei vielen Schiffen ohne Nachteil eingeschränkt werden konnten. Die mit Umsicht geführten Verhandlungen führten schliefslich zur Feststellung der Höhenlage des Überbaues, welche für die späteren Ausführungen fester Rheinbrücken mafsgebend geworden sind. Man vergleiche Zeitschr. f. Bauw. 1863, S. 175 (Lohse. Die Rheinbrücke bei Köln), ferner ebendaselbst 1864, S. 385 (Hartwich. Rheinbrücke bei Koblenz).

Auf Grund dieser Verhandlungen ist die Höhe der Unterkante eines geradlinig begrenzten Überbaues der Rheinbrücken auf 9,1 m Höhe über dem höchsten schiffbaren Wasserstande festgesetzt. Als jedoch für die Rheinbrücke bei Koblenz eine Bogenkonstruktion projektiert wurde, verständigte man sich dahin, dafs die angegebene Höhenlage auf eine Sehne von etwa 40 m Länge beschränkt werden könne, wobei der Scheitel des Bogens höher, die Anfänge desselben aber tiefer zu liegen kommen, als 9,1 m über dem bezeichneten Wasserstande. Derselbe entspricht beispielsweise bei Mainz einer Höhe von 4,75 m a. P., während der Maximal-Hochwasserstand reichlich 6 m a. P. beträgt.

Über die Hochmafse der Elbschiffe ist Folgendes zu bemerken.[38]) Bei Personendampfern der Ober-Elbe beträgt die Höhe vom Wasserspiegel bis zur Oberkante des Geländers der Kommandobrücke, bis zu welcher Höhe sich auch die Schornsteine niederlegen lassen, 3,71 bis 4,36 m. — Bei Eilgutdampfern, Kettenschleppern und Raddampfern für den Schleppdienst beträgt jene Höhe bis 4,5 m. — Bei den zur Zeit auf der Ober-Elbe verkehrenden Elbkähnen, sog. Oberländern, beträgt im unbeladenen Zustande die Höhe über Wasser bis Oberkante des Verdecks gegen 3,0 m, bei neuen baulichen Anlagen ist jedoch nach Vereinbarung mit den Schiffahrts-Interessenten für unbeladene sog. Verschlufs-Schleppkähne der Ober-Elbe die Höhe über Wasser zu 4 m im Max. angenommen.

Das Niederlegen der Masten und der Schornsteine beim Passieren der Brücken ist sonach auf dem Rhein, auf der Elbe, nicht minder aber auf anderen deutschen Flüssen Regel geworden. Allgemein geltende Mafse für das Höhenbedürfnis der Flufsschiffahrt lassen sich aber nicht angeben, dasselbe mufs vielmehr von Fall zu Fall ermittelt werden.

Die Breite der Schiffe ist namentlich auf die Lichtweiten beweglicher Brücken von Einflufs. Dabei ist ein reichlich bemessener Spielraum erforderlich, ganz besonders dann, wenn es sich auch um Schiffszüge handelt, in welchen die Kähne oft paarweise geführt werden und deren Längsachse nie eine gerade Linie bildet. Angaben über Schiffsbreiten findet man im dritten Bande dieses Handb. (2. Aufl.) Kap. IX, S. 18 u. 27.

Bei festen Brücken sind die aus den Anforderungen der Flöfserei sich ergebenden Lichtweiten in der Regel auch für die Schiffahrt ausreichend, nötigenfalls könnte man untersuchen, wieviel Breite zwei grofse und zwei kleine Fahrzeuge, stets unter Annahme reichlicher Spielräume, beanspruchen. Da die gröfseren Schiffe sich in der Mitte der Brückenöffnungen halten, so kann man für die Scheitellinie des Profils des

---

[37]) Man vergleiche: Brücke über die Wiese. Allg. Bauz. 1856, S. 118 und die am Schlusse dieses Paragraphen unter den Beispielen aufgeführte Nagoldbrücke.

[38]) Nach Mitteilungen des Ingenieurs Ludw. Schrader in Hamburg.

lichten Raumes auch in diesem Falle eine Absenkung nach beiden Seiten hin annehmen; es bringt also die Anwendung von Bogenträgern und verwandten Konstruktionen bei weiten Öffnungen eine Belästigung der Schiffahrt in der Regel nicht mit sich.

Nunmehr sind diejenigen Anforderungen an die lichten Höhen und Weiten der Strombrücken zu besprechen, welche sich aus dem Verhalten des Wasserlaufes, insbesondere aus der Lage des Hochwasserspiegels und aus den Abflufsmengen bei Hochwasser ergeben. In betreff der lichten Höhe ist auf das zu verweisen, was bei Besprechung der Durchlässe (s. S. 43) hierüber gesagt ist. Man hat die obere Begrenzung des Profils des lichten Raumes einmal nach den dort angegebenen Regeln und sodann unter Berücksichtigung des Wasserverkehrs zu ermitteln und die höhere dieser Linien als mafsgebend zu betrachten.

In Bezug auf die Bestimmung der Lichtweiten ist bereits in § 8 erwähnt, dafs eine Ermittelung der beim höchsten bekannten Wasserstande sekundlich abfliefsenden Wassermenge empfehlenswert ist. Man sollte sich somit nicht darauf beschränken, den Flächeninhalt des Hochwasser-Querprofils auf Grund der Profilflächen vorhandener Brücken u. s. w. festzusetzen. Die in den Brückenöffnungen eintretenden mittleren Geschwindigkeiten, also auch die Wassermengen, welche die einzelnen Öffnungen abführen, sind wesentlich abhängig von den betreffenden Wassertiefen und der Ausflufs-Koeffizient (Kontraktions-Koeffizient) ist bedingt durch die Lichtweiten der einzelnen Öffnungen. Bei gleichem Gefälle und bei gleichem Wasserquerschnitt führt deshalb eine langgestreckte Brücke mit kleinen Öffnungen weit weniger Wasser ab, als eine Brücke mit konzentriertem Wasserquerprofil und weiten Öffnungen. Auch Untersuchungen über den vor allen Brücken in gröfserem oder geringerem Grade stattfindenden Aufstau, für welche die Ermittelung der Hochwasser-Ergiebigkeit Vorbedingung ist, sollten in der Regel nicht unterbleiben. Dafs dieselben beim jetzigen Stande unserer Kenntnisse nur Näherungswerte ergeben, ist kein Grund, sie zu umgehen.

Die im Vorstehenden angedeuteten Vorarbeiten stehen indessen in so innigem Zusammenhange mit der Hydraulik und der Hydrometrie, dafs an dieser Stelle nicht auf Einzelheiten eingegangen werden kann. Es mufs vielmehr auch hier auf das VIII. Kapitel des dritten Bandes unseres Werks (2. Aufl.) verwiesen werden, woselbst von S. 543 an über die Ausflufskoeffizienten, die Ermittelung der Hochwassermenge, den Stau und über die Lichtweiten der Flufs- und Strombrücken bei einfach gestalteten und bei zusammengesetzten Wasserquerprofilen das erforderliche gesagt ist. Dagegen ist an dieser Stelle Folgendes zu erörtern.

Wie bereits auf S. 30 vorläufig erwähnt wurde, findet bei Hochwasser häufig eine Teilung des Thalweges derart statt, dafs in Seitenarmen des Flusses oder in Vertiefungen der Thalsohle neben dem Hauptthalwege ein zweiter Thalweg auftritt (vergl. F. 7ᵃ, T. I und F. 1ᵃ, T. III), und es entsteht alsdann die Frage, ob für jene Vertiefungen eine besondere Brücke als sog. Flutbrücke zu erbauen ist, oder ob man sich auf die Herstellung von Flutöffnungen im Anschlufs an den Hauptkörper der Brücke beschränken will. Für die Herstellung von Flutbrücken spricht die Regel, dafs man die Abflufsverhältnisse eines Wasserlaufs womöglich unverändert lassen sollte, während in Rücksicht auf die Eisgefahren die Herstellung von Flutöffnungen den Vorzug verdient. Man hat hiernach jeden Fall für sich und mit Rücksicht auf den Kostenpunkt zu untersuchen. Bei der Rheinbrücke bei Horchheim oberhalb Koblenz (F. 7, T. I) hat man, obwohl ein nicht unbedeutender Nebenarm des Rheins vorhanden war, keine Flutbrücke angelegt, weil man fürchtete, dafs bei einer etwaigen Eisversetzung im Hauptschlauche

des Rheins das gesamte Wasser dem Nebenarme zugewiesen werden könnte; ähnlich ist beim Bau der Warthebrücke bei Posen verfahren, wohingegen bei Tilsit außer der Hauptbrücke über die Memel zwei Flutbrücken ausgeführt sind.[39])

Wenn eine Brücke Hauptöffnungen und Flutöffnungen erhalten muß, so ergeben sich — wenigstens bei deutschen Flüssen — die Grenzen zwischen beiden und somit die Stellung zweier Pfeiler unter Berücksichtigung der Normalbreite des Flusses[40]) und des Bedarfs an Leinpfaden u. s. w. Man ermittelt alsdann die Anzahl der Hauptöffnungen nach weiter unten anzugebenden Regeln und berechnet unter Annahme eines zulässig erscheinenden Aufstaus die durch die Hauptöffnungen abströmende Wassermenge. Hiernach kann man dann die Wassermenge angeben, welche den Flutöffnungen zufällt, und weiter das durch letztere zu beschaffende Abflußprofil ermitteln. Unter Berücksichtigung der Wassertiefe in den Flutöffnungen bei Hochwasser erhält man aus jenem Profil einen vorläufigen Wert für die Gesamtlichtweite der Flutöffnungen. Bemerkt muß indessen werden, daß die an die Hauptöffnungen einer Brücke sich anschließenden Nebenöffnungen häufig auch anderen Zwecken dienen, z. B. zur Durchführung von Straßen oder von künstlichen Wasserläufen, und daß mitunter Nebenöffnungen lediglich zu dem Zweck gebildet werden, um die Brücke im Kriege durch Beseitigung des betreffenden Überbaues rasch unfahrbar machen zu können.

Zur Vergrößerung des Durchflußprofils der Flutöffnungen können Abgrabungen des Terrains angeordnet werden, worüber § 19 dieses Kapitels zu vergleichen ist; ausnahmsweise kommen dieselben auch in Hauptöffnungen vor.

Wenn sonach bei einer ausgebildeten Strombrücke in der Längenrichtung zwei oder mehrere Hauptteile entstehen, für welche verschiedene Öffnungsweiten am Platze sind, so ist dies doch nicht immer der Fall. Bei einem unregulierten Flusse z. B. fällt der Grund für jene Scheidung oft weg (vergl. F. 4, T. III) und es kann alsdann eine gleichmäßige Einteilung geboten sein. Übrigens kommt hierbei das Material des Überbaues insofern in Betracht, als man bei durchweg gewölbten Brücken auf eine gleichmäßige Einteilung der Öffnungen mehr hingewiesen ist, als bei eisernen oder bei Brücken, deren Hauptöffnungen einen eisernen und deren Nebenöffnungen einen steinernen Überbau erhalten. — Bei den folgenden Erörterungen sollen Haupt- und Nebenöffnungen vorausgesetzt werden.

Für die Hauptbrücke werden sich nach obigem einzelne Pfeiler gewöhnlich unter Berücksichtigung der Normalbreite des Flusses festlegen, ähnliches findet statt, wenn Öffnungen mit beweglichem Überbau zur Anwendung kommen oder wenn das Querprofil eine Stelle darbietet, welche zur Erbauung eines Pfeilers besonders geeignet ist. Einen Pfeiler in den Thalweg zu stellen wird man vermeiden. Ferner geht aus den Anforderungen des Wasserverkehrs (vergl. S. 46) ein gewisses Minimalmaß für die Weiten der einzelnen Öffnungen in der Regel hervor. Sodann ist zu beachten, daß im Bereiche des Flußschlauches weite Öffnungen am Platze sind, teils der Eisgänge wegen, teils deshalb, weil Pfeilergründungen im Flußbett gewöhnlich kostspielig und daher ihrer Zahl nach thunlichst einzuschränken sind. Dies fällt umsomehr ins Gewicht, je bedeutender die Tiefe des Wassers und die Tiefe, in welcher ein fester Baugrund sich findet. Mitunter ergiebt sich die Anzahl der Hauptöffnungen aus derartigen Erwägungen ohne

[39]) Man vergleiche auch: von Kaven. Der Wegebau. Hannover 1870, S. 463 und den ersten Band dieses Werks, Kap. I, S. 104.

[40]) Über Normalbreiten vergl. den dritten Band, Kap. XI, S. 117.



weiteres; wenn dies nicht der Fall ist, so sind die auf die enge Wahl zu setzenden Anordnungen mit Hilfe von Vorprojekten und vergleichenden Kostenanschlägen näher zu untersuchen, wobei dann gleichzeitig die Wahl des Konstruktionssystems und des Materials (vergl. § 16) mit in Betracht gezogen zu werden pflegt. Es ist nicht ausgeschlossen, hierbei das hauptsächlich für Flutöffnungen sich eignende Verfahren zu benutzen, von welchem weiter unten die Rede sein wird.

Man hat wohl die Regel aufgestellt, daſs die Anzahl der Hauptöffnungen einer Brücke eine ungerade sein müsse und kann dieselbe immerhin festhalten, wenn der Thalweg annähernd in der Mitte des Querprofils liegt. Ausnahmen von dieser Regel sind jedoch zulässig, als Beispiele können die Rheinbrücke bei Horchheim (F. 7, T. I) und die Elbbrücke bei Tetschen (Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1875, S. 21) bezeichnet werden. Weiter kann man die Regel aufstellen, daſs man den Hauptöffnungen nicht ohne besonderen Grund verschiedene Spannweiten geben sollte, um die Ausführung nicht unnötiger Weise zu erschweren. Aber auch diese Regel erleidet eine Ausnahme, wenn bei Bogenbrücken die Brückenbahn von der Mitte nach beiden Seiten hin geneigt ist, in welchem Falle die Anwendung ungleicher, aber nicht stark von einander abweichender Spannweiten (vergl. F. 6, T. II) ebenso konstruktiv, wie das Auge befriedigend ist.[41]) Ferner sind Rücksichten auf die Ausführung, namentlich hinsichtlich der Anbringung fester Gerüste, für die Bestimmung der Weiten der einzelnen Öffnungen nicht selten entscheidend. Schlieſslich mag noch erwähnt werden, daſs bei gekrümmter Brückenachse Veranlassung vorliegt, die Weiten der einzelnen Öffnungen mehr einzuschränken, als bei gerader, weil in diesem Falle die Brückenbreite, welche auf die Kosten des Bauwerks groſsen Einfluſs hat, mit dem Abstande der Pfeiler zunimmt.

Bei Einteilung der Flutöffnungen fallen die im Vorstehenden angegebenen Anhaltspunkte zur Bestimmung der Weiten der einzelnen Öffnungen der Mehrzahl nach fort. Man kann zwar von vornherein sagen, daſs die Anzahl der Pfeiler eine verhältnismäſsig groſse sein kann, weil die Gründungen derselben vergleichsweise geringe Kosten zu verursachen pflegen und daſs deshalb kleinere Öffnungen am Platze sind; dies genügt aber in der Regel nicht zu einer bestimmten Ermittelung. Mit Hilfe des Grundsatzes aber, daſs die Baukosten so klein wie möglich sein sollten, kann man die Ermittelung der Pfeilerzahl und der Weiten der einzelnen Öffnungen mit Erfolg vornehmen. Es ist indessen nicht angänglich dies hier weiter zu verfolgen, weil die betreffenden Rechnungen sich bei steinernen, hölzernen und eisernen Brücken verschieden gestalten, und weil dieselben bei letzteren Kenntnis der Untersuchungen über die theoretische Bestimmung ihres Eigengewichts voraussetzen. Eine kurze Besprechung findet man im ersten Bande, Kap. I, S. 104, Ausführlicheres wird im folgenden Kapitel und bei der allgemeinen Besprechung der eisernen Brücken gebracht werden.[42]) Hier sei nur noch bemerkt, daſs bei Nebenöffnungen, welche dem Landverkehr dienen, selbstverständlich das unter 1. dieses Paragraphen Besprochene zu berücksichtigen ist.

5. Brücken über Strommündungen und über Meerengen.

Eine Anwendung der im Vorstehenden erörterten Grundsätze auf die genannten Brücken zeigt, daſs für dieselben Öffnungen von groſser Spannweite am Platze sind und — der Schiffahrt wegen — entweder eine ziemlich tiefe Lage der Brückenbahn unter

---

[41]) Über die Anzahl der Öffnungen u. s. w. vergl. auch Kap. VI, § 2.

[42]) Vorläufig sei auf Schwedler's Mitteilung über die Oderbrücken in Breslau (Zeitschr. f. Bauw. 1868, S. 157) hingewiesen.

Anwendung eines teilweise beweglichen Überbaues oder eine so hohe Lage der Bahn, dafs die Seeschiffe ohne weiteres passieren können. Die erstgenannte Lösung ist, beiläufig gesagt, zugleich die bei Seekanälen in der Regel vorkommende, beispielsweise ist der Kanal von Amsterdam nach der Nordsee mit Drehbrücken von grofsen Öffnungsweiten versehen. — Weiter folgt aus dem oben (S. 33) Gesagten, dafs Einschränkungen der Breiten des Querprofils der Strommündungen gewöhnlich bedenklich und deshalb thunlichst zu vermeiden sind. Es kann auch noch darauf hingewiesen werden, dafs die Örtlichkeiten der in Rede stehenden Brücken die Anwendung fester Gerüste oft gänzlich ausschliefsen, was zunächst auf die Wahl des Konstruktionssystems, indirekt aber auch auf die Bestimmung der Lichtweiten Einflufs hat.

Um anzudeuten, wie grofs die bei Brücken über Meerengen und Strommündungen in Betracht kommenden lichten Weiten und Höhen sind, sei bemerkt, dafs beim Bau der Britannia-Brücke ein freies Rechteck von 123,5 m Länge und 32 m Höhe über Hochwasser gefordert werde. Bei der Forth-Brücke ist man noch weiter gegangen, indem für die beiden Hauptöffnungen derselben bei Niedrigwasser ein freier Raum von 259 m Breite und 45,7 m Höhe, bei Hochwasser ein solcher von 154 m Breite und derselben Höhe vorgeschrieben wurde. Die für Seeschiffe bemessene Mittelöffnung der in F. 11, T. II dargestellten Themse-Brücke ist 60 m weit und 38 m über Hochwasser hoch projektiert. Eine ähnliche Höhe (30 m über dem Wasserspiegel) ist für die Donau-Brücke bei Cernawoda gefordert.

6. **Thalbrücken (Viadukte).**

Bei einer Thalbrücke wird zunächst ihre Gesamtlänge bestimmt und dann eine Einteilung derselben durch Pfeiler vorgenommen, während bei einer Strombrücke das erforderliche Durchflufsprofil den Ausgangspunkt für die Längenbestimmung bildet. Bei Bemessung jener Gesamtlänge sind die Stellen zu ermitteln, an welchen die Längeneinheit des Kunstbaues ebensoviel kostet wie die Längeneinheit der anschliefsenden Dämme, wobei für unzuverlässiges Auftragsmaterial in Betracht gezogen werden sollte, dafs die Erdarbeitskosten durch Rutschungen in unerwarteter Weise gesteigert werden können.[43]) Bei generellen Arbeiten kann man jene Stelle etwa da annehmen, wo der Damm 15 bis 20 m hoch ist.

Wenn die bezeichneten Grenzen festgesetzt sind, so ist die Frage aufzuwerfen, ob eine gleichmäfsige Einteilung vorzunehmen oder ob in der Mitte eine Hauptöffnung anzuordnen ist. Wenn das zu überschreitende Thal eine flache Sohle und nicht zu steile Lehnen hat, so ist die erstgenannte Anordnung angezeigt und es kann alsdann die Bestimmung der Weiten der einzelnen Öffnungen nach dem Prinzip des Baukosten-Minimums erfolgen. Dafs einzelne Pfeiler durch die Gestaltung des Querprofils und durch die Bodenbeschaffenheit mitunter festgelegt werden und dafs bei gekrümmtem Grundrifs kleinere Öffnungsweiten am Platze sind, als bei geradem, braucht kaum wiederholt zu werden. Im allgemeinen zeigt die Erfahrung, dafs bei Thalbrücken der in Rede stehenden Art, namentlich wenn Gewölbe den Überbau bilden, mäfsige Spannweiten ökonomisch sind. Bei gewölbten französischen Thalbrücken soll mit wenigen Ausnahmen das Verhältnis der Spannweite zur Höhe der Brücke gleich 1:2 bis 1:2⅓ sein.[44])

---

[43]) Vergl. v. Scholtz. Überbrückung des Ilmthals bei Weimar. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1881, S. 425.

[44]) Vergl. Gustav Meyer. Über englische Eisenbahnbrücken. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1862, S. 281, auch dessen Mitteilungen Deutsche Bauz. 1874, S. 375.

Eine grofse Mittelöffnung ist angezeigt, wenn Thäler mit schmaler Sohle und steilen, felsigen Lehnen zu überschreiten sind, die Weite derselben ist dann hauptsächlich von den Terrainverhältnissen abhängig (vergl. F. 3, T. II), nicht minder dann, wenn breite und schiffbare Wasserläufe die Thäler durchströmen.

Die Höhen der Thalbrücken ergeben sich aus der durch die Tracierungsarbeiten zu ermittelnden Höhenlage der benachbarten Bahn- oder Strafsenstrecken.

Das Gesagte gilt im wesentlichen auch von Strombrücken mit überreichlich grofser Konstruktionshöhe, also von den sog. Hochbrücken, und von den Aquaduktbrücken, die letzteren zeigen nur insofern eine Eigentümlichkeit, als man bei ihnen die Spannweiten gewölbter Öffnungen vergleichsweise etwas einzuschränken pflegt, vergl. Kap. V, § 3.

Schliefslich ist nochmals darauf hinzuweisen, dafs die Bestimmung der Öffnungsweiten in engem Zusammenhange mit der Wahl des Konstruktionssystems und des Materials für den Überbau steht. Das im obigen Gesagte findet deshalb im § 16 mancherlei Ergänzungen. Es mag jedoch beispielsweise schon hier erwähnt werden, dafs bei Brücken mit seitlich liegenden hölzernen oder eisernen Trägern und mit tiefliegender Fahrbahn der Querverband der Träger die Spannweiten der einzelnen Öffnungen indirekt beeinflussen kann. Wenn etwa die Ermittelungen über letztere zu Trägerhöhen geführt haben, welche einen oberen Querverband nahezu gestatten, so wird man durch Vergröfserung der Trägerhöhe einen derartigen Querverband zu ermöglichen suchen und mit der Trägerhöhe auch die vorläufig angenommenen Spannweiten abändern.

Es sollen nunmehr einige der Bauwerke, von welchen auf Tafel I bis III Situationen und Längenprofile gegeben sind, in Beziehung auf die Lage der Brückenachse und der Brückenbahn, sowie auf Gröfse und Zahl der Öffnungen besprochen werden. Dies kann hier allerdings nur in sehr gedrängter Weise geschehen und es ist wegen der Einzelheiten auf die im Nachstehenden erwähnten Original-Mitteilungen ein für allemal zu verweisen. In geeigneten Fällen werden auch in Hinblick auf § 16 dieses Kapitels hinsichtlich des Überbaues einige Bemerkungen über die Wahl des Konstruktionssystems und des Materials gemacht werden.

1. Eisenbahnbrücke über die Mosel bei Güls (F. 6, T. I) s. Zeitschr. f. Bauw. 1881, S. 569. — Diese Brücke liegt, ebenso wie die alsbald zu besprechende Rheinbrücke, in der Strecke Oberlahnstein-Koblenz-Güls, welche die Lahnbahn mit der Moselbahn verbindet. Die Höhenverhältnisse des Terrains in Verbindung mit der Lage der Orte Moselweis und Güls veranlafsten im vorliegenden Falle die Erbauung einer schiefen Brücke, jedoch mifst der Schnittwinkel der Achsen immerhin 80°. Die betreffende Flufsstrecke war übrigens für einen Brückenbau günstig, weil sich ein regelmäfsig begrenztes Mittelwasserbett und ein konzentriertes Inundationsprofil vorfand. Von der Höhenlage der Brückenbahn ist bei anderer Gelegenheit (s. S. 34) bereits die Rede gewesen, dieselbe ist derart, dafs die Schiffahrt unter der neuen Brücke mehr Raum findet, als unter zwei einige Kilometer weiter abwärts befindlichen Moselbrücken. Die Gesamtlichtweiten der letztgenannten Brücken sind etwas gröfser als diejenigen der neuen Brücke, sie betragen in runden Zahlen 260 m und bezw. 250 m, die Gesamtlichtweite der neuen Brücke dagegen 230 m. Weil die neue Brücke aber erheblich weniger Pfeiler hat, als jene alten, so ist das gewählte Mafs trotzdem als ausreichend zu bezeichnen. Ein Vergleich des Durchflufsprofils der neuen Brücke mit demjenigen der gewölbten Brücke bei Koblenz ergiebt Folgendes. Die letztere bietet beim mafsgebenden Hochwasser vom Jahre 1845 ein Durchflufsprofil von 1823 qm dar, sie hat aber — aufser einigen ganz kleinen — 15 bis 20 m weite Öffnungen, der Ausflufskoeffizient kann dementsprechend zu 0,75 angenommen werden, sodafs nicht mehr als 1367 qm als nutzbar anzusehen sind. Da nun das entsprechende Durchflufsprofil der neuen Brücke 1557 qm mifst, so kann dasselbe als richtig bemessen bezeichnet werden und zwar um so mehr, als der Rückstau des Rheinstroms bei der neuen Brücke unbedeutend, bei der alten, um 800 m oberhalb der Moselmündung belegenen dagegen sehr bemerklich ist.

Die Brücke bei Güls hat 3 Stromöffnungen von je 65 m Lichtweite erhalten, die mittlere überspannt die tiefsten Stellen der Stromrinne und wird vorzugsweise für die Thalfahrt benutzt, die Bergfahrt bewegt sich je nach den Wasserständen durch eine der beiden andern Öffnungen, welche auch die Leinpfade (einen Sommerleinpfad und am anderen Ufer einen höher liegenden Winterleinpfad) aufnehmen. Die in mehr als ausreichendem Mafse vorhandene Höhe gestattete die Überspannung der Stromöffnungen

mit einer Bogenkonstruktion aus Schweifseisen. An die Strombrücke schliefsen sich rechts und links zwei Öffnungen von je 17 m Lichtweite an, welche mit Gewölben überdeckt sind, die rechtsseitige Öffnung dient für die Chaussee von Trier nach Koblenz, welche nahezu hochwasserfrei liegt.

2. Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Horchheim oberhalb Koblenz (F. 7, T. I) s. Zeitschr. f. Bauw. 1881, S. 89. — In der Gegend der Baustelle dieser Brücke war der Rhein vor Erbauung derselben in zwei Arme geteilt, bot also eine an sich keineswegs günstige Überschreitungsstelle. Es waren aber überwiegende Gründe vorhanden, die Lage der Brückenachse so, wie geschehen, zu wählen; erstens konnten für die gewählte Stelle die Brückenrampen, deren Endpunkte gegeben waren, angemessen entwickelt werden, zweitens gestattete dieselbe Raum für die an die Brückenachse sich anschliefsenden Kurven, drittens waren die seitens der Militärverwaltung gestellten Anforderungen zu berücksichtigen und sogar ausschlaggebend. — Dafs man im vorliegenden Falle eine von der Hauptbrücke getrennte Flutbrücke nicht ausgeführt, sondern eine Beseitigung der erwähnten Stromspaltung vorgezogen hat, ist bereits erwähnt, s. S. 48. Durch Abgrabungen und durch Baggerungen an der linken Seite des Stromes wurde Ersatz für das infolge der Coupierung der „Rheinlache" verloren gehende Durchflufsprofil geschaffen.

Die Gesamtlichtweite konnte auf Grund der Abmessungen leicht festgesetzt werden, welche die nicht weit entfernte Eisenbahnbrücke bei Koblenz erhalten hat, sie wurde zu 312 m angenommen, während die Koblenzer Brücke 300 m aufweist; auch das Durchflufsprofil der neuen Brücke ist etwas gröfser, als das der genannten älteren. Um das an der rechten Seite des Stromes befindliche Fahrwasser nicht zu beeinträchtigen, wurden zwei Hauptöffnungen von je 106 m Lichtweite angeordnet, es finden sonach die grofsen mit Dampfkraft fahrenden Rheinschiffe sowohl bei der Bergfahrt, wie bei der Thalfahrt eine weite Öffnung stets frei. Zwei Stromöffnungen von je 25 m Weite, die eine rechts, die andere links, innerhalb welcher sich die Leinpfade befinden, dienen den kleineren Fahrzeugen. Die beiden äufsersten Öffnungen an der linken Seite sind Flutöffnungen. Über die Höhenlage der Brückenbahn vergl. S. 47 und die weiter unten folgende Besprechung der Strafsenbrücke bei Mainz.

Für den Überbau der beiden Hauptöffnungen wurde in Rücksicht auf die schönen Umgebungen von vornherein bestimmt, dafs eine Bogenkonstruktion, selbstverständlich aus Eisen, herzustellen sei; die kleineren Öffnungen sind mit steinernen Gewölben versehen. — Der Bau wurde i. J. 1878 vollendet.

3. Viadukt der Rheinischen Eisenbahn über das Ruhrthal bei Herdecke (F. 8, T. I) s. Zeitschr. f. Baukunde 1881, S. 7. — Bei Herdecke bildet die Ruhr etwa 2 km oberhalb der Brückenstelle einen spitzen Winkel, an dessen Scheitel die Volme einmündet. Von Hagen nach Hörde liegt die Bahn erst im Volmethal, dann auf einer kurzen Strecke an der linksseitigen Thallehne der Ruhr und geht hierauf an die rechte Seite des Flusses über. Die Lage der Stadt und die Notwendigkeit, das Ruhrthal an einer schmalen Stelle zu überschreiten, haben den für die Brücke gewählten Platz bedingt; die beschränkte Breite des Thals (etwa 500 m) in Verein mit der Lage des Bahnhofs Herdecke veranlafsten eine gekrümmte Lage der Brückenachse. — Nach Hörde zu ist eine Wasserscheide zu überschreiten, und es sollte hierbei das Steigungsverhältnis 1:100 eingehalten werden. Die Höhe der Bahn legte sich nun von dem Wasserscheiden-Tunnel aus fest und es ergab sich einerseits, dafs die Steigung 1:100 noch auf der Brücke beginnen und andererseits, dafs die Brücke eine Höhe von 27 bis 30 m über der Thalsohle erhalten mufste. Behufs Bestimmung des Durchflufsprofils wurde eine annähernde Ermittelung der Hochwassermenge vorgenommen, welche einen sekundlichen Abflufs von 880 cbm ergab. Auch die Hochwasser-Geschwindigkeit (2,3 m) konnte durch Messung ermittelt werden. Mit der hieraus berechneten Gesamtlichtweite wurden die Weiten zweier vorhandenen Brücken verglichen und in genügender Übereinstimmung gefunden.

Die Umgegend und namentlich der Einschnitt für den Bahnhof Herdecke lieferten gutes Steinmaterial, es war somit die Herstellung eines gewölbten Bauwerks von vornherein angezeigt und zwar um so mehr als die gekrümmte Brückenachse auf Spannweiten von mäfsiger Gröfse hinwies, vergl. S. 50. Man hat indessen nicht versäumt, auch bei Annahme eines eisernen Überbaues die Kosten zu ermitteln und hat dieselben bei den zur Zeit der Projektierung (1873) herrschenden hohen Eisenpreisen erheblich gröfser gefunden, als die Kosten einer Steinkonstruktion. Nachdem nun letztere definitiv gewählt war, wurden auch eingehende Untersuchungen über die Anzahl der Offnungen und die Weiten der einzelnen Öffnungen angestellt, welche die gewählte Anordnung (12 Öffnungen von je 20 m Lichtweite) als die zweckmäfsigste erkennen liefsen. Es kam hierbei zu statten, dafs die Ruhr bei Herdecke noch nicht schiffbar ist, für die Eisenbahnbrücken, welche weiter unterhalb die schiffbaren Strecken des Flusses überschreiten, ist die Herstellung von mindestens einer 40 m weiten Schiffahrtsöffnung vorgeschrieben. Es mag unter Hinweis auf § 17 noch bemerkt werden, dafs die Öffnungen zu je vieren gruppiert, dafs demnach zwei Gruppenpfeiler (Hauptmittelpfeiler) angeordnet sind.



Das Bauwerk ist im J. 1878 vollendet. Nach der Art der Ermittelung seiner Gesamtlichtweite ist dasselbe genau genommen als Hochbrücke, nicht als Thalbrücke zu bezeichnen. Der linksseitige Damm hat am Brückenende rund 25 m Höhe.

4. Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Lauenburg (F. 9, T. I) s. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1884, S. 393. — Eine Eisenbahn-Fähre (Trajektanstalt) zwischen Hohnstorf und Lauenburg, welche im J. 1864 in Betrieb genommen war, genügte dem Verkehr nicht mehr, es wurde der Bau einer Brücke beschlossen und im J. 1878 vollendet. Über eine Brückenanlage bei Lauenburg war schon in den fünfziger Jahren verhandelt und man hatte damals für die Brückenachse die punktierte Linie DC (F. 9b) in Aussicht genommen.[45] Neuere Untersuchungen liefsen die in der bezeichneten Figur mit ausgezogenen Linien dargestellte Lage vorteilhafter erscheinen. Unmittelbar unterhalb ist nämlich das Hochwasserprofil bereits eingeschränkt und noch weiter stromabwärts (bei Lauenburg) befindet sich eine Stromenge von nur 350 m Hochwasserbreite; es schien deshalb angemessen, die Brücke an die Grenze zwischen dieser Stromenge und einer über die Aue sich weit ausbreitenden Inundation zu legen. Als ganze Länge konnte der Abstand zwischen dem (durch Abgrabung etwas verkleinerten) Bahnkörper des Bahnhofs Lauenburg und dem Ufer bei Hohnstorf, 478 m, ohne weiteres angenommen werden. Bei Ermittelung der Höhenlage der Brückenbahn war mafsgebend, dafs der Schiffahrt wegen zwischen Trägerunterkante und dem höchsten schiffbaren Wasserstande (5,02 m a. P. zu Lauenburg) 3,77 m vorhanden sein mufsten und es ergab sich bei 0,04 m Gefälle von der Brückenstelle bis zum Pegel und bei 1,24 m Konstruktionshöhe die Höhe von Schienenoberkante oberhalb der Stromöffnungen zu 10,07 m a. P. zu Lauenburg. Oberhalb der rechtsseitigen Flutöffnungen ist für die Brückenbahn ein Gefälle (5‰) angeordnet, und zwar in Rücksicht auf thunlichste Einschränkung der Veränderungen des Bahnhofs Lauenburg. Die Brücke hat zwei Öffnungen mit beweglichem drehbaren Überbau erhalten und zwar am linken Ufer, weil sich daselbst die Fahrstrafse der Schiffe befindet; diese Öffnungen haben je 14 m Lichtweite, weil die Eisenbahn-Fähren, welche bis zur Vollendung des Baues dieselben passieren mufsten, 13 m Breite hatten. Über die Erwägungen, welche bei Bestimmung der Lichtweiten der übrigen Öffnungen mafsgebend gewesen sind, ist Näheres nicht bekannt, man hat aufser den genannten Drehöffnungen 3 Stromöffnungen von je 100,5 m und 3 Flutöffnungen von je 49,5 m Lichtweite angeordnet. Der Überbau ist durchweg aus Eisen hergestellt. Über die „Eishalter" (s. F. 9b) vergl. § 19.

5. Eisenbahnbrücke über die Weser bei Fürstenberg (F. 10, T. I), s. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1881, S. 173. — In einer Flufsstrecke, welche den Anforderungen bezüglich Regelmäfsigkeit der Richtung, Uferbildung und Strömung fast vollkommen Genüge leistet, konnte die Lage der Brückenachse normal zum Flusse angeordnet werden; für die Wahl der Übergangsstelle war namentlich der Umstand entscheidend, dafs die Weser etwas weiter unterhalb einen Nebenflufs aufnimmt, es wäre also weiter stromabwärts ein gröfseres Durchflufsprofil erforderlich gewesen. Die Lage der Brückenbahn wurde durch die Terrainverhältnisse der Nachbarschaft bedingt, die Bahn liegt, wie F. 10a zeigt, am rechten Weserufer schon in der Nähe der Brücke im Einschnitt, aber auch am linken Ufer durchsetzt dieselbe einen tiefen Felseneinschnitt und hat nach der Brücke hin Gefälle. Es war sonach eine unbeschränkte Konstruktionshöhe vorhanden.

Bei der Bestimmung der Durchflufsöffnung wurde die Gröfse eines 600 m oberhalb der Brücke befindlichen, konzentrierten Stromquerprofils als mafsgebend angesehen und aus dem 1068 qm betragenden Hochwasserprofile desselben, unter Annahme eines Ausflufskoeffizienten = 0,95, ein Durchflufsprofil von 1124 qm abgeleitet. Anfangs gedachte man die ganze Brücke zu wölben und projektierte dementsprechend 4 Stromöffnungen von je 30 m Weite. Es stellte sich aber heraus, dafs eine Wölbung mit Quadern doch merklich teurer sei, als ein eiserner Überbau, sodafs letzterer für die Stromöffnungen gewählt wurde, für die Flutöffnungen blieb man aber bei der Steinkonstruktion. Für jene wären nun zwei Öffnungen von je 60 m finanziell etwas günstiger gewesen, als drei von je 40 m, dagegen waren drei Öffnungen vorteilhafter für Schiffahrt und Flöfserei, gewährten auch ein besseres Aussehen; sie wurden dementsprechend bevorzugt. Die Anordnungen der Flutöffnungen (links drei, rechts zwei) ergab sich hauptsächlich aus der Lage der Inundationsgrenzen. Über die in F. 10b dargestellten Leitdämme vergl. § 19.

6. Strafsenbrücke über die Nagold bei Teinach (F. 2, T. II) s. Zeitschr. f. Baukunde 1883, S. 347. — Die Lage dieses Bauwerks, welches eine baufällige hölzerne Brücke ersetzt, wurde unter Berücksichtigung der Stellung des benachbarten Bahnhofs-Hauptgebäudes bestimmt. Die an dasselbe sich

[45]) Vergl. Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1867, S. 63. (Gutachten über das Projekt einer Elbüberbrückung bei Lauenburg in wasserbaulicher Hinsicht, in welchem namentlich erörtert ist, inwieweit eine solche Überbrückung die Eisgefahren vermehren würde.)

anschliefsende Strafsenstrecke steigt von der Chaussee nach Calw aus mit 2%, auf der Brücke steigt die Fahrbahn bis zur Brückenmitte mit 0,5%, und fällt dann mit 0,5% nach dem Bahnhofe hin. Für das Durchflufsprofil gewährte dasjenige der bezeichneten Holzbrücke einen brauchbaren Anhaltspunkt, es wurden aber auch weitergehende Untersuchungen angestellt, s. die Original-Mitteilung. Guter Baustein war zur Hand, weshalb von vornherein ein gewölbter Überbau in Aussicht genommen wurde. Die Herstellung einer Öffnung stellte sich als das billigste heraus, war aber auch durch Rücksichten auf Flöfserei geboten; allerdings liegen hierbei die Kämpfer des Gewölbes nahezu 2 m unterhalb selten erreichter Hochwasserlinien. Die Brücke hat gewölbte Widerlager erhalten und, um das Gewölbe nicht zu tief eintauchen zu lassen, nur $^1/_{10}$ der 33 m betragenden Lichtweite zur Pfeilhöhe. Die Konstruktionshöhe beträgt (rund) 1,6 m.

7. Strafsenbrücke über den Rhein zwischen Mainz und Kastel. F. 6 u. 7, T. II. — Zwischen den genannten Städten findet lebhafter Verkehr statt, welchem eine aus früherer Zeit stammende Schiffbrücke, namentlich mit Rücksicht auf die häufigen Unterbrechungen beim Durchlassen der Schiffe und Flöfse, sowie bei Hochwasser und Eis, nicht genügte. Im Jahre 1880 wurde deshalb der Bau einer festen Brücke beschlossen und zur Gewinnung zweckentsprechender Entwürfe eine Konkurrenz ausgeschrieben. Über diese haben die Zeitschriften, u. a. das Centralblatt der Bauverwaltung in 1881, ausführlich berichtet. Der mit dem ersten Preise gekrönte Entwurf wurde im wesentlichen bei der Ausführung beibehalten, Abänderungen fanden hauptsächlich aus Anlafs einer Veränderung der in Vorschlag gebrachten Baustelle und bezüglich der Einzelheiten statt.

Die Gesamtlichtweite der Stromöffnungen beträgt 450 m, entsprechend der für diese Strecke bestimmten und durch ältere Uferbauten festgelegten Normalbreite. Für die Höhenlage enthielten die gelegentlich der Erbauung früherer Rheinbrücken, namentlich der Bogenbrücken bei Koblenz geführten Verhandlungen mafsgebende Anhaltspunkte, ebenso bezüglich der lichten Weite der Stromöffnungen. Hiernach mufste mindestens in einer der letzteren die Bogensehne in einer Höhe von 13,85 m über Null am Mainzer Pegel (M. P.) eine Länge von 41,7 m erhalten, während das Minimum der lichten Weite, mit Rücksicht auf die Flofsfahrt 90 m zu betragen hat. Die Höhe der Fahrbahn in der Mitte der Brücke ist 18,25 m über Null am M. P. Dies beträchtliche Mafs erklärt sich aus der Anordnung einer Bogenbrücke, welche mit Rücksicht auf die Umgebung und die Einfügung des Brückenbildes in die Landschaft zu wählen war. Die Fahrbahn fällt von der Mitte nach beiden Ufern — die Höhenkote am Anfang der Eisenkonstruktionen der Stromöffnungen daselbst beträgt noch 13,90 m — wodurch einerseits die Gestaltung der Abfahrtsrampen erleichtert, andererseits eine ästhetische Wirkung erreicht wird. Die Höhenlage der Ufer, bezw. der Rampenanfänge beträgt am linken Ufer 6,00 m M. P., am rechten Ufer 4,00 m, bezw. 5,00 m. Die Brückenrampen haben Steigungen von $\frac{1}{30}$ erhalten, die vorerst zur Ausführung gekommene Rampe auf dem rechten Ufer besitzt eine Steigung von $\frac{1}{26}$. Die gesamte lichte Weite zerfällt in 5 Stromöffnungen, deren Weiten dem vorstehenden entsprechend nach den Ufern abnehmen und zwar betragen die Weiten von der Mitte nach beiden Ufern: 102,1 m, 98,1 m, 86,2 m.

Die Wahl einer zweckmäfsigen Lage der Brücke und einer ebensolchen Anordnung der Zufahrtrampen war mit Rücksicht auf die gegebenen Verhältnisse — grofse Höhe der Fahrbahn in den Stromöffnungen, verhältnismäfsig tiefe Lage der anschliefsenden Strafsen — schwierig. In erster Linie war die Ausführung der Brücke an der Ausmündung der „grofsen Bleiche“, einer nach dem jetzigen Centralbahnhofe der Hessischen Ludwigsbahn führenden Strafse in Aussicht genommen; während der mit dem ersten Preise gekrönte Entwurf die Achse auf die Mittellinie des grofsherzogl. Schlosses (Palais) gerichtet hatte (F. 6, T. II). Es blieb bei der erstgenannten Lösung in Betracht zu ziehen, dafs die grofse Bleiche unter spitzem Winkel gegen den Rhein ausmündet, die Brückenachse daher mit der Verlängerung der grofsen Bleiche ebensowenig zusammenfallen, wie der Übergang im Niveau derselben, sondern nur in beträchtlicher Ansteigung erfolgen konnte. Andererseits wurde eine Unterführung der parallel zum Rheine gelegenen Rheinstrafse unter der nach der grofsen Bleiche führenden Rampe, auch bei einer lichten Höhe von 5,5 bis 6,0 m, von den städtischen Behörden als für durchaus unthunlich erklärt, während die Anlage der Seitenrampen auf dieser Strafse und damit die Herstellung einer verlorenen Steigung von 5—6 m Höhe, nicht für sachgemäfs erachtet werden konnte. Nach mannigfachen sorgsamen Erwägungen wurde die in F. 7, T. II dargestellte Anordnung mit der Lage der Achse auf die Mitte des Zeughauses für die Ausführung gewählt. Der Verkehr der Rheinstrafse bleibt hierbei ungestört, die nördliche Rampe beginnt an der grofsen Bleiche, deren Verkehr nach der Brücke, der Rheinstrafse und dem Rhein vollkommen frei ist. Das grofsherzogliche und vor allem das ehemalige kurfürstliche Schlofs werden durch die Anlage der Rampen nicht berührt und es wird sich rheinabwärts, nach Entfernung der Lagerhäuser und Zollgebäude eine in hohem Mafse ästhetisch befriedigende Anlage gestalten. Für die Führung der südlichen

Rampe auf dem linken Ufer war die Erhaltung einiger dem Staate gehörenden Gebäude mafsgebend. Sollte es sich ermöglichen lassen, dieselben niederzulegen, so wird auch hier eine freie Anlage geschaffen. Die Ausmündung der südlichen Rampe liegt an der Stelle der früheren Schiffbrücke, woselbst nunmehr der Anlandeplatz der Dampfboote der Köln-Düsseldorfer Gesellschaft hergerichtet werden soll.

Für die rechtsuferige Rampe verblieb bei der gewählten Situation gerade noch die für die stromaufwärts gerichtete Rampenanlage erforderliche Länge. Vorerst ist daselbst nur eine provisorische Rampe zur Ausführung gekommen. Mit dem Umbau des Bahnhofes Kastel soll eine Unterführung der Geleise und die Herabführung einer definitiven Rampe auf der Stadtseite eintreten, auch ist die Ausführung einer stromabwärts gerichteten, nach der Wiesbadener Strafse führenden Rampe ermöglicht, deren Herstellung allerdings von den Bewohnern Kastels nicht gewünscht wird.

Der eiserne Oberbau besteht aus Schweifseisen, die Ausführung ist im Jahre 1882 begonnen, 1885 beendet worden, die Gesamtkosten werden 3600000 M. nicht übersteigen.

8. Strafsenbrücke über die Themse in London (Tower-Brücke F. 11, T. II), s. Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 400. — Engineer 1883. II, S. 146 und 1884, Jan. S. 68. — Engng. 1883. I, S. 159. — Deutsche Bauz. 1883, S. 142. — Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 505. — Deutsche Bauz. 1885, S. 14. — Eine Verbindung zwischen den an beiden Ufern der Themse befindlichen Stadtteilen Londons, welche östlich von der London-Brücke liegen (vergl. F. 11[b]), mittels einer Brücke ist schon seit Jahren dringendes Bedürfnis und man hat für dieselbe eine Stelle unfern des Towers in Aussicht genommen. Zwischen ihr und der London-Brücke liegen aber zahlreiche Werften, die neue Brücke darf deshalb den Verkehr mit Seeschiffen nicht behindern, mufs aber aufserdem einem sehr lebhaften Strafsenverkehr gewachsen sein. Nachdem verschiedene Anordnungen, unter ihnen auch die ganz neue einer sog. Schleusenbrücke studiert sind, ist man zu dem Resultate gekommen, dafs eine Brücke mit hochliegender Fahrbahn zu verwerfen sei, die nördliche Auffahrtsrampe einer solchen würde bei einer Steigung von 1 : 40 gegen 700 m lang werden, der Strafsenverkehr somit nicht wesentlich erleichtert werden. Es wird deshalb beabsichtigt, die Brückenbahn zwar so hoch zu legen, dafs kleinere Fahrzeuge ohne weiteres passieren können, für die Seeschiffe jedoch, deren täglich und durchschnittlich einige zwanzig die Brückenstelle passieren, eine Öffnung mit beweglichem Überbau herzustellen. Hierbei würde eine Klappbrücken-Konstruktion zur Verwendung kommen, in F. 11[a] sind die zur Bewegung der Klappen dienenden Ketten mit *a* bezeichnet. Die in F. 11[a] dargestellten Türme würden durch einen hochliegenden Steg miteinander verbunden, auch sollen aufser Treppen noch Wasserdruckaufzüge angelegt werden, um die Fufsgänger auf die Höhe jenes Steges zu heben. Zur Zeit (1885) liegen noch keine sicheren Nachrichten darüber vor, ob das in F. 11[a] dargestellte Projekt zur Ausführung gelangen wird.

9. Strafsen- und Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Thorn (F. 1, T. III), s. Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 35. — Bei Bestimmung der Lage dieser Brücke waren die Anforderungen der Militärverwaltung ausschlaggebend. Es war anfangs in Aussicht genommen, die Weichsel 700 m unterhalb der städtischen Holzbrücke zu überschreiten, woselbst der Strom ungeteilt ist. Um jenen Anforderungen zu entsprechen, mufste aber der Brückenachse eine Lage gegeben werden, welche den im allgemeinen geltenden Regeln wenig entspricht. Die Strombrücke konnte zwar gerade und normal zur Flufsrichtung geführt werden, die Flutbrücke hat aber bei gekrümmtem Grundrifs eine ansehnliche Länge erhalten. Auch eine Steigung (von 6,7 °/oo) der Brückenbahn liefs sich nicht vermeiden; ihre Höhenlage wurde derart angenommen, dafs die Trägerunterkante am linksseitigen Brückenrande 2 m über dem höchsten bekannten Wasserstande liegt. Ermittelungen über die Hochwassermengen sind vorgenommen, aber ohne ein zuverlässiges Ergebnis. Man legte deshalb das Hochwasser-Durchflufsprofil der städtischen Holzbrücke (3910 qm) zu Grunde und gab der neuen Brücke ein etwas gröfseres Profil (4150 qm). Durch eine Abgrabung (vergl. F. 1[a]) könnte man dies Durchflufsprofil noch vergröfsern, es hat sich jedoch ein Bedürfnis diese Abgrabung auszuführen nicht gezeigt.

Die Lichtweiten der einzelnen Öffnungen sind in F. 1[a] angegeben, über die Erwägungen, welche zu dieser Einteilung führten, ist näheres nicht bekannt. Die Gesamtlichtweite beträgt 895 m. Die Brücke hat durchweg einen eisernen Überbau erhalten; sie wurde im Jahre 1873 vollendet.

10. Hängebrücke auf Bahnhof Gotha (F. 5, T. III), s. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1872, S. 541. — Über das genannte Bauwerk ist an dieser Stelle nicht viel zu bemerken, dasselbe ist hauptsächlich wegen der Rampen- und Treppenanlagen (vergl. § 18) aufgenommen. Die Lage der Brückenachse erhellt durch einen Blick auf den Situationsplan, F. 5[b]. Die Anordnung von 2 Öffnungen war geboten, weil Mittelpfeiler nur an einer Stelle, woselbst die Gleise genügenden Abstand hatten, unterzubringen waren. Die Brückenbahn ist an den Endpfeilern so tief gelegt, wie die Höhe der Normalprofile des lichten Raumes und die erforderliche Konstruktionshöhe (0,55 m) es gestatteten, nach der



Mitte zu hat die Bahn eine Steigüng von 2,2% erhalten, sodafs dieselbe oberhalb des Mittelpfeilers 1,07 m höher liegt, als an den Endpfeilern. —

Sonstige Mitteilungen, in welchen über die Lage der Brückenachse und der Brückenbahn Beachtenswertes vorkommt, sind:

Hartwich. Die Rheinbrücke bei Koblenz. Zeitschr. f. Bauw. 1864, S. 385. — Pischier. Überbrückung des Rheins oberhalb Düsseldorf. Zeitschr. f. Bauw. 1872, S. 237. — Häseler. Die Elbbrücke bei Dömitz. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1877, S. 557. — Überbrückung des Memelthals bei Tilsit. Zeitschr. f. Bauw. 1878, S. 21. — Schnorr von Carolsfeld und Rothmüller. Bau der Eisenbahnbrücke über den Inn bei Königswart. Zeitschr. f. Baukunde. 1878, S. 223. — Brinckmann. Rheinbrücke bei Wesel. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1879, S. 499. — Seefehlner. Margarethen-Donaubrücke bei Buda-Pest. Zeitschr. f. Baukunde. 1880, S. 190. — Der Kinzua-Viadukt. Centralbl. der Bauverw. 1883, S. 310.

§ 12. Angreifende Kräfte. — Die Brücken werden, aufser durch die den Bestand auf mechanischem oder chemischem Wege gefährdenden Einflüsse der Atmosphäre und der Witterung, durch äufsere Kräfte — Belastungen im allgemeinen — in Anspruch genommen. Diese letzteren sind teils in vertikalem, teils in horizontalem Sinne thätig, und es soll hier eine übersichtliche Darstellung derselben gegeben, insbesondere die Grundlage für ihre Bemessung, und insoweit diese Kräfte nur schätzungsweise beurteilt werden können, deren zweckentsprechende Berücksichtigung besprochen werden. Hierbei lassen sich unterscheiden:

A. Inanspruchnahmen des Bauwerkes an und für sich
  a. durch das Eigengewicht,
  b. durch den Wind,
  c. durch Wasser und Eis,
  d. durch Erddruck,
  e. durch Temperaturveränderungen.

B. Inanspruchnahmen des Bauwerkes infolge der Benutzung
  f. durch die Verkehrslast,
  g. durch Schwingungen und Stöfse,
  h. durch Centrifugalkraft.

a. Eigengewicht. Bezüglich des Eigengewichtes ist darauf hinzuweisen, dafs beim Beginne eines Entwurfes, insbesondere der statischen Begründung desselben, es erforderlich ist, eine Annahme über das Eigengewicht der einzelnen Teile, beziehungsweise des Ganzen der Bearbeitung in vorläufiger Weise zum Grunde zu legen. Es geschieht dies entweder unter Benutzung von Ermittelungen, welche für ausgeführte ähnliche Bauwerke — eventuell unter Verwendung von Tabellen oder graphischen Darstellungen — vorläufige Gewichte ergeben, oder indem in systematischer Reihenfolge die einzelnen Teile des Bauwerkes, beispielsweise zunächst die Fahrbahnteile des Oberbaues einer Eisenbahnbrücke, berechnet und deren Gewichte ermittelt werden. Hiermit und unter Berücksichtigung der bekannten Verkehrslast wird alsdann aus empirischen Formeln das Gewicht der Hauptträger bestimmt. Ausführlicheres wird in den folgenden Kapiteln für die verschiedenen Brücken, unter Berücksichtigung der Konstruktionsmaterialien gegeben werden. Hier ist noch darauf aufmerksam zu machen, dafs es in jedem einzelnen Falle erforderlich ist, die Konstanten, beispielsweise die Gewichte der zur Verwendung kommenden Materialien, mit Sorgfalt zu bestimmen.

Die Übereinstimmung der hinsichtlich des Eigengewichtes gemachten vorläufigen Annahmen ist nach Fertigstellung des Entwurfes, bezw. mit dem Vorschreiten der Vorarbeiten zu prüfen, und es sind erforderlichen Falles die hiernach verbesserten Gewichtsannahmen zur endgiltigen Berechnung zu benutzen.

b. **Winddruck.** In der Regel wird der Druck des Windes, auf Grund der Angaben von Smeaton, gegen eine senkrecht mit der Geschwindigkeit v getroffenen Fläche zu $w = 0{,}12 \,.\, v^2$ **kg** f. d. qm angegeben. Es berechnet sich hiernach

für $v =$	5	10	15	20	25	30	35	40	48	m
$w =$	3	12	27	48	75	108	147	192	278	**kg** f. d. qm

und es kann noch bemerkt werden, dafs bei einer Geschwindigkeit von über 20 m der Wind mit Sturm, bei einer solchen von über 30 m mit Orkan bezeichnet wird. (Man vergl. den dritten Band dieses Werks (Wasserbau) 3. Abteil., S. 48 u. ff.)

Über die Gröfse des Winddruckes liegen vielfache Beobachtungen vor, welche teilweise ganz aufserordentlich hohe Werte ergeben. So wird für den im J. 1876 vorgekommenen Umsturz einer Brücke über den Tennessee in der East-Tennessee-Virginia und Georgia-Eisenbahn der Winddruck auf mindestens 500 **kg** f. d. qm berechnet, während bei einen in demselben Jahre in Sydney in Australien eingetretenen Orkan ein Druck von 570 **kg** beobachtet worden sein soll. Ferner wird für den Einsturz einer Brücke der Strecke St. Louis-Cleveland (Ohio) von amerikanischen Ingenieuren die Gröfse des Winddruckes — allerdings sehr unwahrscheinlich — auf eine Breite von 300 m zu über 1600 **kg** f. d. qm angegeben. Drücke von ähnlicher Gröfse sind jedoch in unseren Gegenden nicht beobachtet worden, und es wird für die Bestimmung der in die Berechnung einzuführenden Zahlen ein Anhalt aus verschiedenen, namentlich beim Eisenbahnbetrieb vorgekommenen Unfällen gewonnen werden können. Durch diese ist im allgemeinen nicht bekannt geworden, dafs ein beladener Güterwagen vom Winde umgeworfen wurde, entsprechend etwa einem Drucke von 250 **kg** f. d. qm; dagegen ist dies bei leeren Güterwagen geschehen: etwa 100 **kg** f. d. qm, und es wurden bei dem Bau der Eisenbahnbrücke über den Rhein oberhalb Mainz eichene Hölzer durch den Wind gekantet: etwa 110 **kg** f. d. qm. Insbesondere wurde die allgemeine Aufmerksamkeit auf eine richtige Bemessung des Winddruckes, bezw. eine sorgfältige Anordnung der betreffenden Konstruktionen, durch den am 28. Dezember 1879 erfolgten Einsturz der Tay-Brücke gelenkt. Der wahrscheinliche Wert des Winddruckes wird in diesem Falle auf 195 **kg** f. d. qm und mehr angegeben, doch ist eine zutreffende Berechnung bezüglich des für den Umsturz nötigen Winddruckes nicht möglich, da die Diagonalen der Pfeiler nicht ordnungsmäfsig wirkten und dementsprechend ein Abbrechen der einzelnen Säulen unter geringeren Drücken möglich war.

Aufser für die Gröfse des Druckes besteht noch eine gewisse Willkührlichkeit bezüglich Bestimmung der von dem Winddrucke getroffenen Flächen, indem hierfür mafsgebend bleibt, in welcher Ausdehnung überhaupt gröfsere Flächen von stärkeren Drücken beeinflufst werden, und in welcher Weise bei durchbrochenen Konstruktionen die Flächen von hintereinander folgenden Trägern zu berücksichtigen sind.

In England verlangen seit dem Einsturze der Tay-Brücke die Vorschriften des Handelsamtes: 1) die Berücksichtigung eines gröfsten Druckes von 273 **kg** f. d. qm; 2) je nach dem Verhältnisse der durchbrochenen zur vollen Fläche bei hintereinander gelegenen Tragwänden, die Einführung der ein- bis zweifachen Ansichtsfläche eines Trägers als die vom Winde getroffene in die Berechnung aufzunehmende Druckfläche.

Bei der Forth-Brücke hat man im allgemeinen die doppelte Ansichtsfläche der Brücke, abzüglich 5% für die röhrenförmig gestalteten Querschnitte berechnet. Zugleich gaben die Erbauer Baker und Fowler durch Anstellung besonderer Versuche eine weitere Aufklärung. Die Ergebnisse dieser Beobachtungen zeigten einerseits, dafs starke Windstöfse eine geringere seitliche Ausdehnung zu haben scheinen, wonach es angänglich sein würde, Bauwerke von längerer Erstreckung mit geringeren Drücken zu berechnen, für deren Bemessung indessen ein sicherer Anhalt fehlt. Andererseits lieferten die über den

Einfluſs von hintereinander folgenden Flächen angestellten Messungen das Ergebnis, daſs die Annahme, als Druckfläche die einundeinhalbfache Ansichtsfläche in die Rechnung einzuführen, zu groſse Werte ergiebt und es zeigte sich weiter, daſs eine geschlossene Fahrbahndecke auf die Verminderung des Druckes wirkt.

Im allgemeinen wird es genügen, in Deutschland die Gröſse des Winddruckes für die belastete Brücke mit 150 kg f. d. qm zu bemessen, und für leere Konstruktionen, um deren Stabilität gegen Umstürzen zu prüfen, einen gröſsten Druck bis zu 280 kg f. d. qm in Betracht zu ziehen. Die Angriffsfläche des Windes ist als ständige Fläche aus der Ansichtsfläche der Konstruktion zu bestimmen, wobei für durchbrochene Hauptträger auch die Fläche der hintereinander liegenden Träger in angemessener Weise zuzuziehen, und die Fahrbahn im allgemeinen als volle Fläche zu rechnen ist. Als bewegte Belastung infolge des Windes ist der Druck auf die Fläche eines Wagenzuges, wofür bei Eisenbahnbrücken ein Streifen von 3,5 m Höhe, bei Straſsenbrücken ein solcher von 2,0 m Höhe gesetzt werden kann, in Rechnung zu bringen. Für die Berechnung der Windverbände sind die ungünstigsten Stellungen des überfahrenden Zuges bezüglich der Wirkung des Winddruckes in Betracht zu ziehen, und es ist dabei auch zu berücksichtigen, daſs der Wind zu verschiedenen Zeiten die Brücke in entgegengesetzter Richtung treffen, somit in denselben Teilen Spannungen von entgegengesetztem Sinne hervorrufen kann.

c. Wasser und Eis. Wasser und Eis können durch ihr Gewicht, insbesondere als Schnee, auf den Oberbau der Brücken wirken, hauptsächlich aber ist der Angriff des strömenden Wassers in Betracht zu ziehen, welcher durch Unterspülung, bezw. den Stoſs von schwimmenden Körpern oder des Eises gegen die unterstützenden oder die der Oberfläche des Wassers nahe gelegenen oder in dieselbe eintauchenden Teile des Überbaues ausgeübt wird.

Diese verschiedenen Wirkungen erfordern besondere Rücksichtnahmen bezüglich der Höhenlage des Oberbaues, der Stärke und Verwahrung der Fundamente der Unterstützungen, ferner die Anbringung besonderer Vorkehrungen, wie Eisbrecher und dergl. Namentlich bei Herstellung von hölzernen oder eisernen Unterstützungen ist Vorsicht geboten, da erfahrungsgemäſs Pfähle von dem Eise geradezu durchsägt und auch eiserne Pfahljoche durch Abscheerung zerstört werden können.

Bei Flüssen mit starken Anschwellungen, welche zur Zeit der hohen Wasserstände schwimmende Körper, Holzflöſse und dergl. mit sich führen, kann die Zerstörung der Bauwerke dadurch eintreten, daſs die treibenden Gegenstände sich vor den Öffnungen festsetzen und die Brücke unterspült wird (Kinzigbrücke bei Offenburg). Ähnliche Wirkungen können bei Eisgang vorkommen, und es ist denselben durch hinreichende Weite und Höhe der Öffnungen, sowie durch sorgsame Fundierung möglichst entgegen zu wirken.

Die Belastung durch Schnee ist je nach der Örtlichkeit zu bemessen und im Maximum für Brücken mit 80 bis 100 kg f. d. qm in Betracht zu ziehen. Im allgemeinen wird diese Belastung nicht berücksichtigt, da in der Regel das Zusammentreffen einer stärksten Belastung durch Verkehr und Schnee nicht vorkommt und für einen ausnahmsweisen derartigen Fall die Konstruktionen noch hinreichende Sicherheit bieten.

Im übrigen ist bei der Bestimmung des Gewichtes der zur Verwendung kommenden Materialien nicht auſser acht zu lassen, daſs dieselben sich sehr häufig in durchnäſstem Zustande befinden und hierbei ein wesentlich gröſseres Gewicht als trocken besitzen.

Bei Aquadukt- und Kanalbrücken ist im wesentlichen nur eine konstante Belastung, entsprechend dem höchsten Wasserstande in Betracht zu ziehen, da abgesehen

von dem unwesentlichen Einflusse des Staues bei einer Kanalbrücke das Gewicht durch ein übergehendes Fahrzeug nicht vergröfsert wird, indem dieses an die Stelle des verdrängten Wasserkörpers tritt.

d. Erddruck. Der Erddruck beeinflufst in erheblichem Mafse in der Regel die Standfähigkeit der Endpfeiler und der Flügel der Brücken und es ist deren Anordnung und Stärkebestimmung mit Rücksicht hierauf vorzunehmen. Hierbei kommt noch in Betracht, dafs die Standfähigkeit einzelner Teile zunächst ohne eine Hinterfüllung zu prüfen ist, indem die Verhältnisse nach Eintritt der Hinterfüllung sich günstiger gestalten können. Bei unsicherem, beweglichen Untergrunde sind namentlich auch die infolge eventueller Anschüttungen veränderten Gleichgewichtsverhältnisse desselben, welche durch seitliche Bewegungen die Standfähigkeit der Pfeiler, insbesondere diejenige von Einzelfundationen gefährden können, von vornherein sorgfältig zu untersuchen.

Auch die Stirnmauern steinerner Brücken unterliegen dem Angriffe des Erddrucks und zwar bei Durchnässung des Bodens mitunter in erheblichem Mafse. Endlich sind noch die starken Beanspruchungen zu erwähnen, welche unter hohen Überschüttungen liegende Brücken durch den Erddruck erfahren. Wegen Bemessung desselben ist auf das V. Kapitel des ersten Bandes dieses Handbuchs zu verweisen, für die Gestaltung der Brücke findet sich das Nähere in Kapitel II u. a.

e. Temperaturänderungen. Der Einflufs von Temperaturänderungen ist zu untersuchen und erforderlichen Falles zu berücksichtigen. Derselbe äufsert sich einmal dadurch, dafs infolge der eintretenden Formänderungen angemessene Vorkehrungen, insbesondere an den Verbindungsstellen der Hauptträger von Eisenbrücken mit den Pfeilern, sowohl bei der Anordnung der Auflager, wie derjenigen der Bahn zu treffen sind, vermittelst deren die Verschiebungen ohne Nachteil vor sich gehen können. Andererseits treten durch gleichförmige, namentlich aber auch durch ungleichförmige Erwärmung der einzelnen Trägerteile Formänderungen im ganzen, sowie Spannungen in den Konstruktionen auf, welche bei der allgemeinen Anordnung und der Querschnittsbildung zu berücksichtigen sind. Diese Einflüsse, welche im einzelnen in den späteren Kapiteln Besprechung finden werden, sind sehr häufig beträchtlich, und es sind dieselben bei Berechnung, Konstruktion und Ausführung sorgsam zu berücksichtigen. Als Temperaturdifferenz gegen die normale Aufstellungstemperatur werden sehr häufig ± 30° C. angegeben, hinsichtlich der ungleichförmigen Erwärmung einzelner der unmittelbaren Bestrahlung ausgesetzten oder beschatteten Teile von Eisenbauten sollen Differenzen bis zu 20° C. beobachtet worden sein. Im Nachstehenden sind noch die Ausdehnungskoeffizienten für einige Materialien für ein Intervall von 0° bis 100° C. angegeben:

Zink	0,00333 $\left(\frac{1}{300}\right)$	Stahl	0,00115 $\left(\frac{1}{870}\right)$
Blei	0,00285 $\left(\frac{1}{350}\right)$	Gufseisen	0,00111 $\left(\frac{1}{900}\right)$
Kupfer	0,00172 $\left(\frac{1}{550}\right)$	Marmor	0,00085 $\left(\frac{1}{1180}\right)$
Eisen	0,00117 $\left(\frac{1}{850}\right)$	Ziegel	0,0005 $\left(\frac{1}{2000}\right)$
Sandstein	0,00117 $\left(\frac{1}{850}\right)$	Tannenholz	0,00038 $\left(\frac{1}{2630}\right)$

Aufser den vorstehend erwähnten Wirkungen der Temperaturveränderungen sind noch diejenigen namhaft zu machen, welche sich beim Gefrieren des in Zwischenräume, Fugen und Risse eingedrungenen Wassers ergeben. In diesem Falle geht bekanntlich mit dem Sinken der Temperatur eine Ausdehnung der Eisteilchen Hand in Hand, was

nicht selten eine Zerstörung der Baumaterialien anbahnt und mindestens eine Lockerung der Verbindungen zur Folge hat.

Auf die Dauer des Baumaterials haben aber auch die mittleren Temperaturen, sobald sie sich mit Feuchtigkeit paaren, einen wesentlichen Einflufs, denn es ist die sog. feuchte Wärme, welche beim Holze das Faulen und beim Eisen das Rosten wesentlich befördert. Da sich nun die Wärme in der Regel nicht abhalten läfst, während gegen das Eindringen des atmosphärischen Wassers Vorkehrungen getroffen werden können, so ergiebt sich, dafs eine durchgreifende Entwässerung der Brücken und ihrer Teile bei allen Konstruktionen, gleichviel aus welchem Material, stets auf das sorgsamste angeordnet werden mufs.

f. und g. Verkehrslast. Schwingungen und Stöfse. Die Gröfse der Verkehrslast, auch veränderliche oder mobile Belastung genannt, bestimmt sich nach der Art des über die Brücke geführten Verkehrsweges und es sind hierin Eisenbahnbrücken und Strafsenbrücken zu unterscheiden, im weiteren noch solche für Hauptbahnen oder Hauptstrafsen, oder Bahnen und Strafsen von mehr untergeordneter Bedeutung. Wegen der Aquadukt- und Kanalbrücken vergl. man die Bemerkungen auf S. 59. Die veränderliche Belastung ist bei diesen Brücken so unbedeutend, dafs sie einer sehr grofsen konstanten Belastung gegenüber vernachlässigt werden kann.

Bei der Berechnung ist in Betracht zu ziehen, dafs sich die Verkehrslast nicht auf vollständig glatter Bahn, ohne Stöfse und Erschütterungen bewegt. Bei Eisenbahnbrücken geben die Unebenheiten der Gestänge, die Stofsverbindungen derselben, sowie die Bewegungen der Lokomotiven und Wagen Veranlassung zu stofsenden Wirkungen und noch mehr ist dies bei Strafsenbrücken infolge der Unebenheiten der Bahn der Fall.

Ferner ist diejenige dynamische Wirkung der Verkehrslast zu berücksichtigen, welche dadurch eintritt, dafs infolge des mehr oder minder plötzlichen Aufbringens der Belastung, abgesehen von Stofswirkungen, Schwingungen um die dem statischen Gleichgewichte entsprechende Lage entstehen. Infolge solcher Schwingungen, welche unter Umständen durch die taktmäfsige Bewegung der Verkehrslast, unter Bildung von Schwingungsknoten erheblich, wie bei Hängebrücken gesteigert werden können, treten gröfsere Durchbiegungen und vermehrte Inanspruchnahme ein. Die rechnungsmäfsige Bestimmung der vorgedachten Einflüsse ist nach Lage der Sache wenig thunlich, doch lassen sich im einzelnen Falle schätzungsweise Werte ermitteln, während es andererseits erforderlich ist, durch geeignete Anordnungen den Einflufs möglichst herabzuziehen. Bezüglich der Schwingungen kann noch darauf aufmerksam gemacht werden, dafs die infolge derselben auftretende vermehrte Durchbiegung mit der Gröfse der hervorrufenden Belastung, sowie mit dem Eigengewichte wächst. Die dynamische Wirkung gestaltet sich für dieselbe Verkehrslast bei gröfserem Gewichte der Konstruktion weniger günstig, eine gröfsere Masse der Brücke ist daher mehr hinsichtlich der Stofswirkungen von Nutzen. Bei der Beurteilung im einzelnen Falle ist indessen noch zu berücksichtigen, dafs bei grofsem Eigengewichte und dementsprechenden Querschnitte durch eine zukommende Masse die entstehende weitere Biegung sich geringer als bei kleinerem Eigengewichte ergiebt.[46])

Die vorgenannten Einwirkungen werden bei der Berechnung in der Regel nur insoweit in Betracht gezogen, als unter Einführung der einfachen Verkehrslast die Be-

---

[46]) Vergl. u. a. Résal. Ann. des ponts et chaussées. 1882. October. S. 337; 1883. März. S. 277. — Schwingungen der Brücken. Scientific American. Supplement 1883. S. 6071. — Köpcke. Beseitigung der Schwankungen einer Hängebrücke. Deutsche Bauz. 1885, S. 65.



stimmung der Stärken mit einem erheblichen Sicherheitskoeffizienten erfolgt. Von manchen Konstrukteuren wird indessen in dieser Hinsicht dadurch vorgesorgt, dafs ein Vielfaches der Verkehrslast in die Berechnung eingeführt wird, wobei der betreffende Koeffizient sowohl den vorgenannten Einwirkungen, wie einer eventuellen späteren Vergröfserung der Verkehrslast Rechnung zu tragen bestimmt ist. So wird von Gerber und Anderen bei Bestimmung der zulässigen Spannung die Verkehrslast mit 1,5 multipliziert in Rechnung gebracht.

Über die Gröfse der Wirkung der Stöfse wird angegeben, dafs dieselben bei Bahn- und Strafsenbrücken zu 10% der Belastung beobachtet wurden, die Seitenstöfse bis höchstens 3,2% der vertikalen Belastung. Die letzteren, sowie die beim Befahren der Eisenbahnbrücken, auch in gerader Bahn, entstehenden seitlichen Pressungen, entstehen vorzugsweise durch das bei schnell fahrenden Zügen sehr fühlbare Schlängeln der Eisenbahnfahrzeuge. Hierauf an dieser Stelle näher einzugehen, würde zu weit führen. Dasselbe gilt bezüglich der verwandten Erscheinung, dafs die vertikalen Radpressungen fahrender Lokomotiven erheblichen Schwankungen unterworfen sind, und bezüglich der Wirkungen der Adhäsion (Reibung) zwischen Rad und Schiene. Es sei unter Verweisung auf Georg Meyer, Grundzüge des Eisenbahn-Maschinenbaues (1. Teil, § 80, § 116 u. ff.), sowie auf O. Weber, Stabilität des Gefüges der Eisenbahngleise (Anhang) kurz bemerkt, dafs das Verhalten der in Bewegung befindlichen Fahrzeuge bei manchen konstruktiven Anordnungen, namentlich der eisernen Brücken, berücksichtigt sein will.

Im allgemeinen ist nach dem Vorstehenden die Untersuchung der Konstruktionen mit Hilfe der statischen Belastungen üblich, und es werden hierbei entweder unmittelbar diejenigen Lasten eingeführt, welche voraussichtlich im ungünstigsten Falle das Bauwerk passieren können, oder es werden, wenn solche Belastungen aus Wagenzügen bestehen, gleichförmige Belastungen von gleicher oder möglichst gleicher Wirkung aufgesucht (Belastungsgleichwerte). Auf das einzelne kann hier noch nicht eingegangen werden, es wird sich hierfür in späteren Kapiteln Gelegenheit ergeben. Indessen ist hier schon darauf aufmerksam zu machen, dafs im allgemeinen die Wirkung eines aus Einzellasten bestehenden Wagenzuges weder für Konstruktionen von verschiedener Weite und Anordnung, noch für alle Teile derselben durch eine und dieselbe gleichförmige Last ersetzt werden kann. Die verschiedenen Belastungsgleichwerte sind unter Zugrundelegung bestimmter schwerster Einzellasten zu ermitteln, und es ist in einfachen Fällen, wie beim Balken auf zwei Stützpunkten, die unmittelbare Verwendung des Systemes von Einzellasten rätlich. Bei der Bestimmung der Belastungsgleichwerte hat man, um eine gröfsere Übereinstimmung mit den unter Zugrundelegung des Einzellastensystemes ermittelten Zahlen zu erzielen, in Vorschlag gebracht, der anzuwendenden gleichförmigen Belastung eine Einzellast, oder eine gröfsere gleichförmige Last von entsprechend bestimmter Gröfse und Ausdehnung vorausgehen zu lassen.

Eisenbahnbrücken. Die Brücken der Vollbahnen werden berechnet unter Zugrundlegung von Wagenzügen, wie solche von den verschiedenen Bahnverwaltungen aus den schwersten Lokomotiven und beladenen Fahrzeugen zusammengestellt zu werden pflegen. Eine einheitliche Norm besteht nicht, doch ist es gebräuchlich, für jedes Geleise einen Bahnzug anzunehmen, bestehend aus drei schwersten, die Brücke voraussichtlich befahrenden Lokomotiven und einer unbeschränkten Zahl von Güterwagen, welche den Lokomotiven folgen, oder auch gleichzeitig vorangehen und folgen, je nachdem die Beanspruchung des zu berechnenden Konstruktionsteiles bei der einen oder anderen Anordnung am gröfsten wird. In der Regel zieht man einen von drei Maschinen bespannten Zug

in Betracht, von welchen die erste vorwärts oder rückwärts gekehrt wird, je nachdem für die vorzunehmende Berechnung die eine oder die andere Stellung ungünstigere Ergebnisse liefert. Nur aus Lokomotiven bestehende Züge kommen zwar ausnahmsweise, unter anderem im Kriege vor, es erscheint indessen nicht nötig, die Berechnung der regelmäſsigen Beanspruchung und die Bestimmung der Querschnitte hiernach zu bemessen. Erforderlichen Falles wird geprüft werden können, ob bei Brücken von gröſserer Weite ein schwererer Zug die Brücke ohne nachteilige bleibende Formänderungen passieren kann.

In der nachfolgenden Tabelle sind beispielsweise Werte für die Momente $M_{l/2}$ in der Mitte eines auf zwei Stützen aufliegenden Trägers, sowie für die gröſsten Auflagerdrücke A_0 und die entsprechenden gleichförmigen Belastungen $p_{,}$ und $p_{,,}$ für einen Zug zusammengestellt, welcher aus drei schweren Maschinen, von denen die erste verkehrt steht, und darauf folgenden Lastwagen gebildet ist. Die Lokomotiven haben 4 Achsen mit je 6000 kg Raddruck, die Tender 3 Achsen mit je 3500 kg Raddruck. Für die Lokomotive sind die Längen: vom Buffer bis zur Vorderachse 2,65 m, drei Radstände von je 1,20 m, von der letzten Lokomotivachse bis zur ersten Tenderachse 3,95 m, zwei Radstände des Tenders von je 1,50 m, von der letzten Tenderachse bis zum Buffer 1,90 m, zusammen 15,00 m Gesamtlänge von Maschine und Tender. Die Lastwagen 5,20 m lang, mit 2,60 m Radstand und 4000 kg Radbelastung. Die Werte entsprechen der Belastung des laufenden Meters eines Schienenstranges in kg.

l	$M_{l/2}$	A_0	$p_{,}$	$p_{,,}$
1	1 500	6 000	12 000	12 000
2	3 000	8 400	6 000	8 400
3	6 300	10 800	5 600	7 200
4	10 800	13 200	5 400	6 600
5	15 600	15 360	4 992	6 144
6	21 600	16 800	4 800	5 600
7	27 600	17 820	4 506	5 094
8	33 600	18 820	4 200	4 705
9	39 600	19 783	3 911	4 396
10	45 600	20 905	3 648	4 181
15	82 425	28 160	2 931	3 755
20	140 525	34 275	2 810	3 427
25	212 775	39 408	2 723	3 153
30	286 925	45 870	2 551	30 58
35	391 950	51 763	2 560	2 958
40	508 200	57 177	2 541	2 859
45	637 425	62 048	2 513	2 766
50	757 650	67 094	2 424	2 684
60	1 029 275	76 265	2 287.	2 542
70	1 350 550	85 010	2 205	2 429
80	1 689 025	93 574	2 105	2 339
90	2 070 250	101 977	2 044	2 266
100	2 489 850	110 167	1 998	2 203

Aus dieser Tabelle ergeben sich die nachstehenden bekannten Folgerungen:

1. Die dem Maximal-Auflagerdruck A_0 entsprechende gleichförmige Belastung ist für dieselbe Weite l gröſser, als die für das Moment in der Mitte sich ergebende.

2. Die der Wirkung eines Zuges hinsichtlich Moment oder Auflagerdruck gleichwertigen gleichförmigen Belastungen nehmen mit zunehmender Stützweite ab und erhalten für kleinere Weiten erheblich gröſsere Werte.

3. Die Wirkung eines Wagenzuges kann für verschiedene Stützweiten nicht durch dieselbe gleichförmige Belastung ersetzt werden; ebenso nicht bezüglich Moment und Auflagerdruck für dieselbe Stützweite.

4. Bezüglich der Transversalkräfte besteht noch der Satz:

Bestimmt man die gröſsten Auflagerdrücke für verschiedene Stützweiten x, und zu ihnen die gleichwertigen gleichförmigen Lasten, so geben diese letzteren Zahlen zugleich diejenigen gleichförmigen Lasten

an, welche bei der Belastung der vom einen Auflager gemessenen Strecke x einer beliebigen Stützweite den durch denselben Zug in x hervorgebrachten Maximalwerten der Transversalkräfte gleichwertig sind.

Hiernach geben die Zahlen $p_{\prime\prime}$ der Tabelle nicht allein diejenigen gleichförmigen Belastungen an, welche den gröfsten Auflagerdrücken eines aus 3 schweren Güterzugmaschinen, von denen die erste verkehrt mit dem vierten Rade auf dem Auflager steht, und Lastwagen gebildeten Zuges für die verschiedenen Stützweiten l gleichwertig sind, sondern zugleich für eine jede vom rechten Auflager gemessene Strecke l einer gröfseren Stützweite L die der Transversalkraft für die Strecke $(L-l)$ bei Belastung der Strecke l durch denselben Zug gleichwertige gleichförmige Belastung. Hierbei ist noch vorauszusetzen, dafs das vierte Rad der verkehrt stehenden Maschine auf dem Anfang der Strecke l steht, und der Tender dieser Maschine weggelassen ist.

Eingehenderes über die gleichwertigen Belastungen wird in späteren Kapiteln angegeben: Vergl. u. a. II. Abteilung (1. Aufl.) Kap. VIII, S. 117. Betriebsbelastung der Drehbrücken; Kap. X, S. 236. Ersatz eines Einzellasten-Systemes durch eine gleichmäfsig verteilte Last; Kap. XIV, S. 693. Belastung pro Längeneinheit; ferner Schäffer, Vergleich der Brückenbelastungen durch Lokomotivzüge mit gleichförmigen Belastungen. Deutsche Bauz. 1876, S. 348 und Winkler, Über Belastungsgleichwerte der Brückenträger. Separatabdruck aus der Festschrift der königlichen technischen Hochschule. Berlin 1884.

In Bezug auf die Annahme der Achsbelastungen kann noch auf die technischen Vereinbarungen des Vereines deutscher Eisenbahnverwaltungen verwiesen werden, wonach der gröfste Achsdruck der Lokomotiven betragen soll: für Vollbahnen 14000 kg, für normalspurige Nebenbahnen 10000 kg, für Nebenbahnen von 1,00 m Spurweite 7500 kg, für solche von 0,75 m Spurweite 5000 kg. Im übrigen fehlen für Annahme der Belastungen bei Brücken in Nebenbahnen besondere Normen. Es erscheint zweckmäfsig, eintretenden Falles ein Belastungsprogramm über Art und Gröfse des belastenden Zuges zu bearbeiten, und es kann im weiteren hierbei auch darauf Rücksicht genommen werden, dafs die in den Nebenbahnen gelegenen Bauwerke mit einer geringeren Geschwindigkeit befahren werden. (Vergl. u. a. Organ f. d. Fortschritte des Eisenbahnwesens. 9. Supplementband 1884, S. 96.)

Schliefslich ist noch darauf hinzuweisen, dafs jeweilig die ungünstigsten Lastenzusammenstellungen zu ermitteln sind und dafs namentlich für Träger von kleinerer Stützweite, unter anderem die Quer- und Längsträger der Fahrbahnen, in der Regel die Lokomotiven mit gröfseren Achslasten ungünstigere Inanspruchnahmen ergeben, auch wenn deren Radstand gröfser ist, als derjenige der für gröfsere Weiten ungünstigeren Güterzugmaschinen mit kleineren Achsdrücken und Radständen.

Strafsenbrücken. Die Berechnung der Strafsenbrücken erfolgt unter Berücksichtigung der Belastung durch Wagenzüge und durch Menschengedränge. In der Regel sind für die etwa vorhandenen Fahrbahnteile die Wagen mit gröfsten Achslasten mafsgebend, während für die Hauptträger zu untersuchen ist, ob die Belastung durch ein oder mehrere Reihen aufeinander folgender Wagen, oder durch Menschengedränge sich ungünstiger herausstellt. In vielen Fällen wird es erforderlich sein, auf die Belastung durch Chausseewalzen und Strafsenlokomotiven, eventuell auch auf eine etwaige spätere Benutzung der Brücken zur Überführung von Nebenbahnen Rücksicht zu nehmen. Bei Bestimmung der für die Berechnung zu benutzenden Fuhrwerke ist die Bedeutung der Strafsen in Betracht zu ziehen und den Verhältnissen entsprechend die Belastungsannahme zu normieren. Im einzelnen kann noch das Nachstehende angegeben werden:

a. Menschengedränge. Nach in Wien angestellten Versuchen konnten bis zu 24 Mann auf 1 Quadratklafter — 3,60 qm — oder 6,7 Mann auf 1 qm zusammengedrängt werden, was einer Belastung von etwa 470 kg f. d. qm entspricht. Es ist gebräuchlich das Menschengedränge mit 350 bis 400 kg, entsprechend einer Belastung durch 5 bis 6 Menschen f. d. qm, wobei noch eine langsame Fortbewegung möglich ist,

zu bemessen. Für einzelne Teile von Fufswegträgern (Trottoire und Stege), für welche wie bei Festen ein starkes Gedränge eintreten kann, ist eine höhere Belastung, bis etwa 560 **kg** f. d. qm, in Betracht zu ziehen. Es ist hier der Ort auf die Notwendigkeit einer genügenden Festigkeit der Geländer hinzuweisen, deren Berechnung entsprechend dem größtmöglichen horizontalen Drucke zu bewirken wäre. Versuche hierüber fehlen, beispielsweise rechnet Gerber mit einem Drucke von 160 **kg** f. d. m, unter Annahme einer Spannung von 1600 **kg** f. d. qcm bei Schmiedeisen, was unter Bezugnahme auf die übliche Spannung einem Drucke von 80 **kg** f. d. m entspricht.

b. Fuhrwerke. Als schwerste Landfuhrwerke kommen insbesondere für die Berechnung der Fahrbahnteile Wagen mit Raddrücken von 5000 bis 6000 **kg**, 4,50 m Radstand, 1,50 m Spurweite, 2,60 m Ladungsbreite in Betracht; während als regelmäfsige Belastung Raddrücke von 2500 bis 3000 **kg**, 3,50 m Radstand, 1,30 m Spurweite eingeführt werden. Unter Umständen genügt es, die Berechnung für Belastung durch die letzteren Wagen und nur ergänzend den Nachweis zu führen, dafs die schwersten, nur ganz ausnahmsweise vorkommenden Lasten die Brücke ohne bleibende Formänderungen passieren können. Der nicht von Wagen oder Pferden besetzte Raum der Fahrbahn wird durch Menschengedränge belastet vorausgesetzt.

In einem von Gerber für die Berechnung von Strafsenbrücken aufgestellten Programme sind die nachfolgenden Annahmen gemacht:

1. Hauptstrafsen. a) Wagen von 6000 **kg** für die Achse, 3,50 m Radstand, 1,30 m Spurweite, Gesamtlänge mit 2 Paar Pferden (das Paar 600 **kg** in 4,00 m Abstand) 14,50 m; Abstand vom Vorderrad bis zum nächsten Pferdepaar 3,50 m, vom Hinterrad bis zum Ende 2,00 m; Minimalbreite für eine Wagenreihe 2,40 m, daher von 3,80 m bis 6,20 m Fahrbahnbreite zwei Wagenreihen.

b) Wagen von 12 000 **kg** für die Achse, 4,80 m Radstand, 1,50 m Spurweite. Dieser Wagen fährt in der Mitte des Fahrweges oder höchstens $^1/_3$ seitlich und ist für die Berechnung der Fahrbahnteile mafsgebend.

c) Gleichförmige Belastung des Fahrweges, soweit derselbe nicht von Wagen mit Bespannung bedeckt ist, mit 300 **kg** f. d. qm.

2. Nebenstrafsen. a) und b) Wagen mit denselben Abmessungen wie unter 1., jedoch nur $^2/_3$ der Achslasten.

c) wie 1. c, s. oben.

In späteren Entwürfen sind von dem Genannten die nachstehenden Feststellungen benutzt worden:

1. Zwei Reihen von belasteten Achsen in Entfernungen von 4,00 m aufeinanderfolgend, wobei eine Achse 6000 **kg**, zwei folgende 4000 **kg** und die übrigen 3000 **kg** Gewicht haben. Spurweite 1,30 m, Ladungsbreite 2,20 m.

2. Ein Wagen von 8000 **kg** Gewicht für jede der beiden Achsen, 4,00 m Radstand, 1,60 m Spurweite, 2,60 m Ladungsbreite, 8,00 m Ladungslänge.

3. Eine gleichförmige Belastung von 360 **kg** f. d. qm kommt auf die Fufswege und den von den Wagenreihen nicht bedeckten Teil der Fahrbahn.

4. Die Belastung von 560 **kg** f. d. qm wird für Querträger und Fufswegträger bis zu einer Länge von 5,00 m gerechnet.

h. Centrifugalkraft. Die Centrifugalkraft kommt sowohl in vertikalem als in horizontalem Sinne für die Inanspruchnahme der Brücken in Betracht; ersteres indem eine ursprünglich ebene Bahn unter der überfahrenden Last eine Krümmung nach unten erhält, letzteres, wenn die überfahrenden Fahrzeuge sich mit beträchtlicher Geschwindigkeit in Kurven bewegen, wie dies bei Eisenbahnbrücken, deren Horizontalprojektion eine Kurve bildet, sehr häufig der Fall ist. Die Gröfse der Centrifugalkraft berechnet sich als Belastung für die Längeneinheit, wenn das Gewicht der mit der Geschwindigkeit v sich bewegenden Nutzlast mit p, die Beschleunigung der Schwere mit g, der Krümmungs-

radius der Bahn mit r bezeichnet wird, zu:

$$z = \frac{p\,v^2}{g\,r}.$$

Beispielsweise ergiebt sich für $v = 14$ m, $g = 9{,}81$, $r = 400$, $z = 0{,}05\,p$, oder 5% der Vertikalbelastung.

Über die Vermehrung des Einflusses bewegter Lasten infolge der auftretenden Centrifugalkraft wird näheres bei der Besprechung der eisernen Brücken gebracht werden; vorläufig sei auf die nachstehend vermerkten Untersuchungen verwiesen:

Stokes. Transactions of the Cambridge philosophical society. 1849.
Phillips. Annales des mines. 1855.
Winkler. Zeitschrift für Bauwesen. 1860, S. 234.
Renaudot. Ann. des ponts et chaussées. 1861.
Schwedler. Zeitschrift für Bauwesen. 1862, S. 247.
Bresse. Cours de mécanique appliquée.

Am Schlusse dieser Übersicht der belastenden Kräfte erscheint es angemessen, noch einen Blick auf die **Bestimmung der zulässigen Spannungen** in den Konstruktionen, deren eingehendere Betrachtung zweckentsprechend den späteren Kapiteln vorbehalten bleibt, zu werfen.

Es ist bekannt, dafs die Ermittelung der Querschnitte für die Konstruktionen erfolgt, nachdem die Inanspruchnahme durch das Eigengewicht und die ungünstigsten Wirkungen der Verkehrslast, unter Aufsuchung der ungünstigsten Belastungsarten festgestellt sind. Die Bestimmung der zulässigen Spannung ist hierbei in den meisten Fällen nicht anders als durch eine Bezugnahme auf die durch Versuche bekannte Zug- oder Druckfestigkeit der zur Verwendung kommenden Materialien möglich, wobei je nach den Umständen ein der Erfahrung entsprechender Sicherheitsgrad darin gefunden wird, dafs man die zulässige Spannung einem aliquoten Teile der Festigkeit gleich setzt. Eine Modifikation dieses ursprünglichen Verfahrens tritt dann ein, wenn die Verkehrslast nicht im einfachen Betrage, sondern, um den Einflufs der im Vorhergehenden besprochenen dynamischen Wirkungen zu berücksichtigen, in Verbindung mit einem Koeffizienten in die Rechnung eingeführt wird.

Diese ursprüngliche Methode besitzt unverkennbare Mängel, namentlich für diejenigen Materialien, deren Eigenschaften durch Versuche genauer bekannt geworden sind und für welche sie, wie insbesondere bei Schweifseisen und Stahl, eine Antwort für diejenigen Inanspruchnahmen schuldig bleibt, welche in weiteren Grenzen zwischen Zug und Druck wechseln. In diesem Sinne war es erwünscht, dafs die Versuche von Wöhler einen Ausgangspunkt für eine mehr rationelle Bestimmung der zulässigen Spannung der Eisenbauten anbahnten. Dieselben zeigten, dafs bei regelmäfsig alternierend oder innerhalb gewisser Spannungsgrenzen beanspruchten Stäben die eingrenzenden Inanspruchnahmen, also die kleinste und die gröfste regelmäfsig wiederkehrende Spannung, für die Zerstörung mafsgebend seien. Es war möglich, auf Grund der Ergebnisse dieser Versuche empirische Formeln für die Bestimmung der zulässigen Spannung zu ermitteln, welche dieselbe besser als eine Festsetzung nach Schätzungen zu regeln ermöglichen. Es hat nicht an lebhaften Einwendungen gegen diese Bestrebungen, welche hie und da wohl etwas einseitig und weitergehend, als die selbstverständlichen Grenzen von empirischen Formeln es gestatten, verwertet worden sind, gefehlt. Doch bleibt im allgemeinen auch heute noch richtig, was im J. 1874 bei Besprechung der Bestimmung der zulässigen Spannung für Eisenkonstruktionen[47]) gesagt wurde: „diese oft empfundene

[47]) Schäffer. Bestimmung der zulässigen Spannung für Eisenkonstruktionen. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 398.

Lücke haben die Versuche von Wöhler bis zu einem gewissen Grade ausgefüllt, dieselben haben zum mindesten einen Ausgangspunkt geschaffen, von welchem aus auf Grund von weiteren Versuchen und Beobachtungen die Bestimmung der zulässigen Beanspruchung für Eisenkonstruktionen mit gröfserer Sicherheit wird geschehen können. Die Versuche sind allerdings nicht unter Verhältnissen angestellt, in welchen sich die Stäbe der Konstruktionen gemeinhin befinden, und wenn sie auch hinreichen, um gewisse Grundgesetze hervortreten zu lassen, so wird doch zunächst nichts übrig bleiben, als durch Wahl entsprechender Sicherheitskoeffizienten die auf Grund der Versuche anzuwendenden thatsächlichen Spannungen nicht allzuweit von den Grenzen zu entfernen, welche seither als gerechtfertigt befunden worden sind. Es wird dies notwendig sein, bis durch weitere Versuche und Erfahrungen, welche unter Verhältnissen angestellt sind, in welchen sich die Stäbe der Konstruktionen thatsächlich befinden, weitere Aufschlüsse gegeben, bis der Einflufs der Verbindungen und die Verhältnisse dieser selbst festgestellt sind. Schon jetzt genügen indessen die gewonnenen Resultate, um zu zeigen, dafs es nicht gerechtfertigt ist, unter verschiedenen Verhältnissen dieselbe zulässige Spannung einzuführen."

Im übrigen wird auf die vorgenannte Mitteilung und weitere einschlägige Ausführungen, welche in den nachfolgenden Kapiteln ihre Stelle finden, verwiesen. Eine sachliche Verwertung der durch die Versuche von Wöhler erweiterten Erkenntnis konnte nur nutzbringend wirken. Es ist selbstverständlich, dafs diese Verwertung unter aufmerksamer Kritik, und die Anwendung der für bestimmte Fälle in ihren Konstanten ermittelten empirischen Formeln nicht aufserhalb angenommener Grenzen stattfindet.

Die Frage der Bestimmung der zulässigen Spannung unterliegt für sämtliche Materialien noch einer eingehenden Prüfung, dem Studium und der sorgfältigen Beobachtung der Ingenieure.

---

§ 13. Die Brückenbahn nebst Zubehör. — Die Besprechung der Hauptteile der Brücken, welche nunmehr vorzunehmen ist, soll von der Brückenbahn ausgehen, weil dieselbe die übrigen Teile bedingt. Es mufs jedoch zunächst bemerkt werden, dafs nicht alle Brücken mit einer Brückenbahn versehen sind; dieselbe entfällt, wenn sich zwischen den Überbau und den Verkehrsweg ein Erdkörper mit Böschungen einschiebt, dessen Planum den Weg trägt, vergl. F. 8ª, T. II. Von dergleichen mit Überschüttung versehenen Bauwerken wird in diesem Kapitel nicht weiter die Rede sein; aufserdem sollen von jetzt an und unter Hinweis auf Kap. V die Kanal- und Wasserleitungsbrücken ausgeschieden werden.

Die Besprechung der Brückenbahn hat sich einerseits auf ihre Breite, andererseits auf ihr Profil zu erstrecken, aufserdem ist ein Blick auf die Geländer zu werfen, welche als ein Zubehör der Brückenbahn betrachtet werden können. Dasselbe gilt von den Vorrichtungen zur Erleuchtung, den Laternen, Kandelabern u. s. w. — Die im Nachstehenden vorkommenden Breitenangaben beziehen sich, wenn nicht anderes bemerkt wird, auf die zwischen den Geländern, seitlich liegenden Trägern u. s. w. gemessene nutzbare Breite.

Weil die Anforderungen einer auf einer Brücke befindlichen Strafse im wesentlichen dieselben sind, wie die einer darunter liegenden, so kann man alles, was in § 12 (unter 1) über Hochmafse gesagt ist, auf die Höhe des über den Brückenbahnen freizuhaltenden Raumes und das an jener Stelle über die für den Landverkehr erforderlichen

Breiten Gesagte meistenteils auf die Breiten der Brückenbahnen anwenden. Es genügt deshalb bezüglich der Fufsgängerbrücken auf obiges zu verweisen und hier nur hervorzuheben, dafs für gewöhnlichen Fufsgängerverkehr eine Breite von 2 bis 2,5 m ausreichend ist, vergl. F. 5 u. F. 7, T. III. Je gröfser der Ort, für welchen derartige Brücken erbaut werden, desto gröfser werden die Breiten. Der Drahtsteg in Passau hat 2,5 m, der sog. eiserne Steg in Frankfurt a. M. 4 m und die in F. 6, T. III zum Teil dargestellte Brücke in Paris 5 m nutzbare Breite.

1. Die Brückenbahn der Strafsenbrücken.

Bei Bestimmung der Breite dieser Brückenbahnen ist, ähnlich wie bei Durchfahrten u. s. w. (vergl. S. 42), die Frage aufzuwerfen, ob es zulässig erscheint, dafs die Breite des an die Brücke sich anschliefsenden Weges auf der ersteren eingeschränkt wird, oder ob der Verkehr eine Beibehaltung, wohl gar eine Vergröfserung jener Breite erfordert. Bei Wegen und untergeordneten Strafsen ist aus bereits angegebenen Gründen eine Einschränkung nicht selten zulässig, namentlich dann, wenn es sich um Brücken von mäfsiger Länge handelt. Äufserstenfalls kann man die Breite der Brückenbahn auf 3 bis 4 m beschränken; 3 m genügen für einen gewöhnlichen Wagen und einige Fufsgänger, bei 4 m Breite können zwei gewöhnliche Wagen aneinander vorbei fahren.

Bei Strafsen mit gröfserem Verkehr ist die Anforderung zu stellen, dafs auf der Brücke zwei Wagen (ein gewöhnlicher und ein breit beladener) Platz zum Ausweichen haben, auch sind bei diesen markierte Fufswege in der Regel nicht zu entbehren. Die letzteren werden gewöhnlich an beiden Seiten und in gleicher Breite angelegt, obwohl der Verkehr dies nicht immer verlangt. Jene zwei Wagen erfordern etwa 5 m Fahrbahnbreite, sodafs die ganze Breite der Brückenbahn bei 1 m breiten Fufswegen sich zu 7 m ergiebt. Dafs zwischen den angegebenen Grenzen (3 m und 7 m) mancherlei Abstufungen stattfinden, ist wohl selbstverständlich. Diese Abmessungen sind aber unter der Voraussetzung ermittelt, dafs Fahrbahn und Fufswege unmittelbar nebeneinander liegen, wobei dieselben sich gegenseitig ergänzen. Wenn zwischen beiden Tragwände eingeschaltet sind, was namentlich bei eisernen Brücken nicht selten vorkommt, so sind die Fufswege etwa 1,5 m und die Fahrbahn etwa 6 m breit zu machen. Als Beispiel einer Brücke der ersteren Art sei die Nagold-Brücke bei Teinach (F. 2, T. III) angeführt; dieselbe hat eine 4,8 m breite Fahrbahn und Fufswege von je 0,8 m Breite.

Der Fall, dafs die Breiten angrenzender Strafsen auf die Breiten der Brückenbahnen unverändert übertragen werden können, kommt in Städten vor, in Rücksicht auf eine zukünftige Steigerung des Verkehrs ist es aber häufig zu empfehlen, die Breite einer neuen städtischen Brücke gröfser zu nehmen, als die Breite der benachbarten Strafsen. Bei lebhaftem Verkehr ist die Anforderung zu stellen, dafs auf der Brücke drei Wagen aneinander vorbei fahren können, wozu 7 m Fahrbahnbreite (zwei gewöhnlichen und einem breit beladenen Wagen entsprechend) ausreichend sind. Wenn die Brücke mit zwei Pferdebahngleisen ausgerüstet wird, so sind etwa 8 m Fahrbahnbreite anzunehmen, wie beispielsweise bei der Strafsenbrücke zwischen Mainz und Castel (F. 6 u. F. 7, T. II) geschehen ist. Den Fufswegen der in Rede stehenden Brücken kann bei gewöhnlichen Verkehrsverhältnissen je 2 bis 2,5 m Breite gegeben werden, die vorhin erwähnte Rheinbrücke hat beispielsweise 2,8 m breite Fufswege erhalten, ein ähnliches Mafs ist bei der oberen Mainbrücke in Frankfurt a. M. gewählt, für die letztere hat sich bei 8,7 m Fahrbahnbreite die ganze Breite der Brückenbahn zu 14,5 m ergeben. In Städten ersten Ranges findet man indessen auch Brücken mit weit gröfseren Breiten, als vorhin angegeben, ausgeführt und es haben beispielsweise die London-Brücke (vergl. F. 11[b], T. II), nicht

minder auch die Margarethen-Brücke in Buda-Pest eine 11 m breite Fahrbahn und die Belle-Alliance-Brücke in Berlin eine solche von 19 m Breite. Bei letztgenannter Brücke sind die Fufswege je 7,3 m breit, sodafs die Gesamtbreite 33,6 m beträgt. Dies ist jedoch ein ungewöhnlicher Fall. Die Tower-Brücke (F. 11, T. II) ist mit 15 m Gesamtbreite projektiert. Von der oben genannten London-Brücke, welche jedoch überfüllt zu sein pflegt, ist der Verkehr bekannt; es passierten dieselbe im August 1882 vierundzwanzigstündlich und durchschnittlich 110500 Fufsgänger und 22240 Fuhrwerke, vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 400.

Bei Strafsenbrücken sind scharf gekrümmte Mittellinien sehr selten. Es genügt deshalb zu bemerken, dafs vorkommendenfalls eine Verbreiterung der Fahrbahn nach den im VI. Kapitel des ersten Bandes (2. Aufl., S. 153) besprochenen Regeln stattzufinden hat.

Bei der Profilierung der Bahnen der Strafsenbrücken hat man im allgemeinen zu beachten, dafs eine deutlich markierte Grenze zwischen den Fufswegen und den Fahrbahnen, welche am besten durch eine verschiedene Höhenlage beider Teile beschafft wird, in der Regel vorhanden sein sollte, und dafs bei den Fufswegen sowohl, wie bei den Fahrbahnen auf eine kräftige Entwässerung Bedacht genommen werden mufs. Mitunter bilden die Hauptträger der Brücke jene Grenze und den Anforderungen der Konstruktionen entsprechend legen sich alsdann die Fufswege bald höher, bald tiefer, als die Fahrbahn; wenn aber beide unmittelbar nebeneinander liegen, so wählt man bei Brückenbahnen aus Stein und verwandten Materialien die bekannte Anordnung hochliegender, nach der Brückenmitte geneigter Fufswege und einer mit Wölbung versehenen Fahrbahn. Bei Bemessung der Querneigungen ist zu beachten, dafs dieselben für ein glattes und wenig Fugen zeigendes Material gering sein können, dagegen für rauhes und aus kleinen Stücken bestehendes kräftig sein müssen. Als Grenzen kann man 1% und 6% annehmen und dazwischen die für die verschiedenen Strafsenbau-Materialien geeigneten Querneigungen leicht einschalten. Es ist hierbei auch zu beachten, dafs bei horizontalen Gradienten das Quergefälle kräftiger sein sollte, als bei geneigten. Näheres ist aus dem ersten Bande, Kap. VI, § 7 zu entnehmen. — Zwischen den Fufswegen und der Fahrbahn finden die Gossen (Kandeln) ihren Platz; dieselben sollten bei horizontaler Gradiente wenn thunlich Längengefälle von 1% bis 0,5% erhalten, je nachdem sie aus Pflaster oder mit Rinnsteinen hergestellt werden. Ihre tiefsten Punkte ergeben sich unter Berücksichtigung der Stellung der Pfeiler u. s. w. Das Gefälle 0,5% haben beispielsweise die in Cementmörtel gepflasterten Kandeln der Nagold-Brücke, es wird jedoch in der betreffenden Baubeschreibung bemerkt, dafs ein etwas stärkeres Gefälle besser gewesen wäre.

Die besprochene Profilierung kann auch für hölzerne Brückenbahnen gewählt werden, man findet aber in diesem Falle, namentlich bei kleineren Bauwerken, auch die Fufswege und den Fahrweg in einer Höhe oder die ersteren etwas tiefer liegend, als den Fahrweg. Die letztgenannte Anordnung ergiebt sich beispielsweise, wenn für die Fahrbahn Deckbohlen zur Anwendung kommen.

An die Fufswege schliefsen sich gewöhnlich die Brüstungen und die Geländer an, und man gebraucht die erstere Bezeichnung vorzugsweise bei Steinkonstruktionen, die zweite bei Verwendung von Holz und Eisen. Hölzerne Geländer haben eine ziemlich kurze Dauer, weshalb man in neuerer Zeit eiserne vorzuziehen pflegt. Bei steinernen Brücken ist eine Brüstung angezeigt, falls man nicht nötig hat, mit Platz und Kosten zu geizen. Die Wahl des Materials für die Geländer will zeitig vorgenommen sein, weil

dieser Punkt auf die gesamte Breite der Brücke Einflufs hat. — Die Laternenstützen werden meistenteils dem Geländer eingefügt, bei breiten Brücken ist es jedoch vorzuziehen, dieselben zwischen den Fufswegen und der Fahrbahn anzubringen. Dies ist beispielsweise bei den neuen Magdeburger Elbebrücken geschehen, welche 8 m Fahrbahnbreite und Fufswege von je 2,9 m Breite haben.

Bei der oben erwähnten Margarethen-Brücke, welche mit einen eisernen Überbau und von Konsolen getragenen Fufswegen versehen ist, hat sich die Einfügung der Laternenstützen in die Geländer nicht bewährt; beim Befahren der Brücke waren die Schwankungen derselben so stark, dafs die Gläser der Laternen oft zerbrachen, sodafs man die einzelnen Laternen beseitigen und oberhalb der Pfeiler Kandelaber anbringen mufste. Vergleiche Zeitschr. f. Baukunde. 1880, S. 206.

Als ein Zubehör der Strafsenbrückenbahnen sind noch die Radabweiser zu nennen, welche zum Schutze der Brüstungen namentlich dann hergestellt werden, wenn besondere Fufswege nicht vorhanden sind.

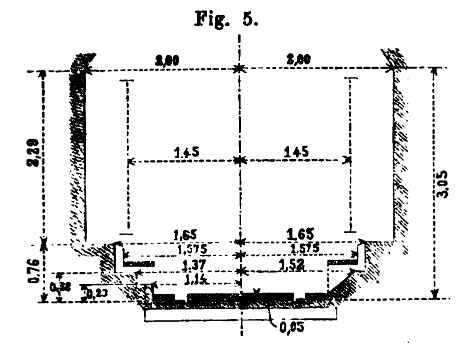
2. Die Brückenbahn der Eisenbahnbrücken.

Bei Anordnung dieser Brückenbahnen ist zu erwägen, ob und für welche Zwecke neben der Eisenbahn Fufswege anzulegen sind. Ganz entbehrlich sind dieselben nur bei kurzen Brücken. Mitunter werden Fufswege in den bereits besprochenen Breiten angelegt und dem öffentlichen Verkehr übergeben, sie sind aber auch dann erforderlich, wenn hierzu ein Bedürfnis nicht vorhanden ist, damit das auf der Brücke befindliche Bahnpersonal einem Zuge ausweichen kann und damit die Reisenden nötigenfalls auf der Brücke aussteigen können, wenn der Zug infolge eines Unfalles auf derselben halten mufs. Es würde jedoch sehr grofse Kosten verursachen, wenn man die Fufswege, welche den zuletzt genannten Zwecken dienen, aufserhalb des Normalprofils des lichten Raumes anbringen wollte. Die halbe Breite desselben (vergl. Fig. 5, S. 71) beträgt bekanntlich 2 m, die halbe Breite der am meisten vorspringenden festen Teile der Lokomotiven und Wagen 1,575 m, es ist somit zwischen den letzteren und der äufsersten Linie des Normalprofils noch 0,425 m Abstand vorhanden. Bei eisernen Brücken mit seitlich liegenden Trägern bildet sich ferner zwischen den oberen und unteren Gurtungen stets ein gewisser freier Raum aufserhalb des Normalprofils, sodafs man bei diesen einen Zuschlag an Breite nur zu machen pflegt, wenn die Fufswege öffentlich sind. Auch bei steinernen Brücken ordnet man eine Verbreiterung aufserhalb des Normalprofils nur in beschränkter Weise an, man sollte aber in diesem Falle bei langen Bauwerken auf die Herstellung einzelner Zufluchtsplätze Bedacht nehmen. Wenn Pfeileraufsätze (vergl. § 17) vorhanden sind, ergeben sich jene Plätze oberhalb der Mittelpfeiler von selbst, andernfalls kann man Konsolen zu Hilfe nehmen. Als Ruheplätze kommen derartige Erbreiterungen auch bei Strafsenbrücken vor und es ist, wie nebenbei bemerkt werden mag, eine andere gemeinsame Eigenschaft der Fufswege bei Strafsen- und bei Eisenbahnbrücken, dafs dieselben mitunter durch Portalbauten u. dergl. Ablenkungen von der geraden Richtung erfahren, s. F. 1^d u. F. 1^e, T. III.

Bezüglich der Breite der Eisenbahn-Fahrbahnen ist auf das oben, S. 41, Gesagte zu verweisen, hier mufs erörtert werden, ob es zulässig ist, die unteren Stufen des Normalprofils des lichten Raumes (vergl. Fig. 5, S. 71, links) bei der Projektierung eiserner Brücken auszunutzen. Seit in den technischen Vereinbarungen vom J. 1882 im unteren Teile des bezeichneten Profils (Fig. 5, rechts) eine Abschrägung empfohlen ist, entfällt die volle Ausnutzung der beiden untersten Stufen von selbst, aber auch eine Verwendung der dritten Stufe sollte nur ausnahmsweise gestattet werden. Die in der Figur angedeuteten Trittbretter der Personenwagen reichen nämlich bis nahe an diese Stufe,

sodafs ein auf den Brettern stehender Schaffner durch Brückenträger, welche in jener liegen, ernstlich gefährdet ist. Im Vorstehenden soll aber nicht gesagt sein, dafs der Raum neben den drei untersten Stufen des Normalprofils bis auf 2 m Abstand von der Gleismitte ganz frei gelassen werden müfste; beispielsweise ist die Anbringung von schrägliegenden Konstruktionsteilen innerhalb desselben zulässig und es kommt derartiges bei eisernen Brücken nicht selten vor. — Bemerkt mag noch werden, dafs die halbe äufsere Breite gewöhnlicher Personenwagen im Bereiche der Wagenkasten zwar nur 1,31 m beträgt, dafs aber bei Wagen mit nischenartig eingebauten Seitenthüren die in Fig. 5 vermerkte halbe Breite von 1,45 m gestattet ist.

Fig. 5.



Für Brücken, welche in der Nähe von Bahnhöfen liegen, ist mitunter eine sog. Gleisverschlingung am Platze und es sind alsdann auf der Brücke zwei Paar nahe aneinander liegender Schienen vorhanden, vergl. F. 1*, T. III. Die hierdurch bedingte Verbreiterung des Normalprofils beträgt mindestens 130 mm, mitunter aber mehr (160 mm). Bei Bestimmung dieses Mafses werden aufser der Spurrinnenbreite (rund 70) und der Schienenkopfbreite (rund 60 mm) die Art der Schienenbefestigung und ein rasches Auswechseln der Fahrschienen zu berücksichtigen sein.

Eine gekrümmte Brückenachse bedingt bei Eisenbahnbrücken in der Regel eine Verbreiterung der Brückenbahn. Hierbei ist das aus der Spurerweiterung sich ergebende Mafs vergleichsweise unbedeutend (höchstens 30 mm bei 300 m Radius der Kurven). Mehr Einflufs hat die Überhöhung des äufseren Schienenstranges, welche namentlich dann berücksichtigt sein will, wenn Träger neben der Bahn liegen. Aufserdem wird aber eine Erbreiterung durch den Umstand veranlafst, dafs bei gekrümmten Gleisen die Achsen gröfserer Brücken nach einem Polygon gestaltet sind. Man hat also für einen Kreisbogen, dessen Radius gegeben und dessen Sehne gleich dem Abstande der Pfeilermitten ist, die Pfeilhöhe zu bestimmen und um dies Mafs die Brückenbahn zu verbreitern. Bei geringen Spannweiten und sanften Kurven fallen indessen jene Pfeilhöhen so unbedeutend aus, dafs man dieselben wohl vernachlässigen kann.

Der Ruhr-Viadukt F. 8, T. I hat beispielsweise Gewölbe von 20 m Spannweite, die Gleiseachse ist mit 380 m Radius gekrümmt. Das Normalprofil der betreffenden Bahn hat für zwei Gleise 7,56 m Breite, man hat nun zwischen demselben und den Brüstungen an jeder Seite 0,11 m Spielraum angenommen, einen sonstigen Zuschlag wegen der Krümmung aber nicht gemacht.

Aus dem, was oben über die Benutzung der auf den Eisenbahnbrücken befindlichen Fufswege gesagt ist, folgt, dafs Brüstungen oder Geländer bei allen Brücken von ansehnlicher Länge als erforderlich bezeichnet werden können, wenn nicht etwa Brückenträger die Geländer ersetzen.

Über das Querprofil der in Rede stehenden Brückenbahnen ist wenig zu bemerken. Wenn die Brückenachse gerade ist, so bildet die Brückenbahn im wesentlichen eine Ebene mit horizontalem Querprofil. Es ist indessen zweckmäfsig, wenn man steinerne Brücken mit Banketten versieht, welche etwas höher als Schienenkopf liegen und wenn bei Holz- und Eisenkonstruktionen aufserhalb des Bereiches der Gleise Erhöhungen durch sog. Sicherheitsschwellen hergestellt werden, weil derartige Anordnungen zur Milderung

der Folgen von Entgleisungen immerhin beitragen können.[48]) Brücken mit gekrümmter Bahnachse zeigen dagegen der Überhöhung des äufseren Schienenstranges entsprechend ein mit Querneigung versehenes Profil. Dies bedingt bei steinernen Brücken eine verschiedene Höhenlage der seitlichen Bankette und demzufolge verschiedene Höhen der Stirnmauern[49]), im Interesse der Vereinfachung der Ausführung kann man jedoch hiervon absehen, wenn die Radien der Brückenachse grofs und die Überhöhungen dementsprechend gering sind.

3. Die Bahnen der Brücken für Strafsen und Eisenbahnen.

Wenn eine Brücke für eine Strafse und zugleich für eine Eisenbahn hergestellt wird, so kann man die beiden Verkehrswege entweder derart kombinieren, dafs die Eisenbahn in der Strafsenfahrbahn liegt, oder man kann sie nebeneinander oder aber übereinander legen. Der erstgenannte Fall tritt namentlich dann ein, wenn es sich um Pferdebahnen handelt, erscheint aber auch sonst zulässig, wenn auf der Eisenbahn mit mäfsiger Geschwindigkeit gefahren wird. Als ein Beispiel sei eine für eine Glasfabrik erbaute Brücke bei Gaggenau erwähnt, s. Zeitschr. f. Baukunde. 1878, S. 499. Dieselbe wird von Strafsenfuhrwerk und von einzelnen Eisenbahn-Güterwagen befahren und hat eine nutzbare Breite von 3,3 m erhalten. Auch auf der Eisenbahnbrücke bei Coblenz und auf der Eisenbahn-Schiffbrücke bei Speier liegen die Schienen in der Strafsenfahrbahn und die letztere wird abgesperrt, wenn ein Zug passiert.

Über die Brücken, auf welchen Strafsen und Eisenbahnen nebeneinander liegen, ist nur zu bemerken, dafs aufser der Breite beider Verkehrswege noch die Breite eines zwischen ihnen anzubringenden Geländers zu berücksichtigen ist, wenn nicht das Vorhandensein von Hauptträgern ein solches entbehrlich macht. Einige zur Ausführung gekommene Breiten gehen aus nachstehenden Beispielen hervor. Auf der Marienbrücke zu Dresden beansprucht die zweigleisige Eisenbahn 8,60 m Breite und die Strafse 9,5 m, in diesem Falle ist der Mauerstreif zwischen beiden, welcher das mittlere Geländer trägt, rund 2,5 m breit und es befinden sich Fufswege zu beiden Seiten der Strafse. Auf der Elbbrücke zu Pirna (s. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1878, S. 25) hat man dagegen nur einen 1,7 m breiten Fufsweg neben der 6,4 m breiten Strafsenfahrbahn angelegt und die Breite der das Geländer tragenden Mauer auf 0,7 m beschränkt. Das eiserne Geländer zwischen Bahn und Strafse auf der Weichselbrücke bei Thorn (s. F. 1^d, T. III) beansprucht 0,16 m Breite, die Fahrbahn ist 6,25 m breit, aufserhalb der Hauptträger befinden sich zwei 1,55 m breite Fufswege.

Die Brücken, bei welchen Strafse und Eisenbahn übereinander liegen, haben Vorläufer in den vereinzelten Ausführungen, bei welchen man (wie z. B. bei der von Etzel erbauten Neckar-Brücke unfern des Rosensteins bei Stuttgart) einen Fufspfad unterhalb einer hölzernen Sprengwerksbrücke durch Aufhängung angebracht hat. In Stein zweietagig ausgeführt ist die Brücke *du point du jour* bei Paris, welche in der Mitte eine erhöht liegende Eisenbahn und zu beiden Seiten derselben Strafsenfahrbahnen zeigt. Bei Eisenbrücken kann man Strafse und Eisenbahn unmittelbar untereinander legen, wie beispielsweise auf einer Aare-Brücke bei Bern geschehen, und es ist alsdann derjenige Verkehrsweg, welcher die gröfsere Breite beansprucht, für die Breite des Bauwerks mafsgebend. Eine eigentümliche Anordnung kommt bei der East-River-Brücke (New-York) vor; dieselbe hat in der Mitte einen erhöht liegenden Fufsweg (Breite 4,7 m), rechts

[48]) Vergl. Die neue Tay-Brücke. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 296.

[49]) Vergl. Kovatsch. Viadukt über den Schuttkegel der Rivoli bianchi. Allg. Bauz. 1881, S. 9.

und links davon zwei Bahnen für Pferdebahnwagen (Breite je 3,85 m) und neben diesen zwei Strafsenfahrbahnen (Breite je 5,7 m); die Summe der nutzbaren Breiten beträgt sonach nahezu 24, die Gesamtbreite bemifst sich auf (rund) 26 m.

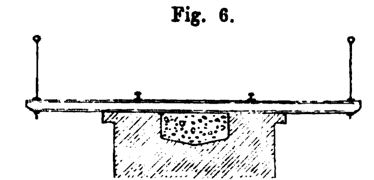
§ 14. Überbau und Pfeilerbau im allgemeinen. — Im Anschlufs an das Vorhergehende sollen hier zuerst die Beziehungen zwischen der Breite der Brückenbahn und der Breite des Überbaues besprochen werden, wobei zwei Fälle zu unterscheiden sind. Wenn die Konstruktionshöhe (vergl. S. 40) ausreichend für die Einfügung des Überbaues zwischen das Profil des lichten Raumes und die Brückenbahn ist, so entstehen Bauwerke, welche man kurz als solche mit „Bahn oben" zu bezeichnen pflegt, wohingegen bei beschränkter Konstruktionshöhe in der Regel eine Brücke mit „Bahn unten" hergestellt wird; in letzterem Falle liegen die Hauptträger des Überbaues neben der Brückenbahn.

Bei Brücken mit „Bahn oben" kann die Breite des Überbaues kleiner sein, als die Breite der Brückenbahn, denn es ist nicht selten zulässig, die geringer belasteten und in der Regel an den äufseren Seiten der Bahn befindlichen Fufswege durch Konstruktionen aus Holz oder Eisen zu unterstützen, welche in der Quere liegen. Bei reinen Steinkonstruktionen kann man durch Anwendung von Auskragungen zum wenigsten soviel erreichen, dafs der Abstand der Stirnflächen trotz der von den Brüstungen beanspruchten Breite nur wenig gröfser ausfällt, als die nutzbare Breite der Brückenbahn.

Beim Ruhr-Viadukt, F. 8, T. I, welche eine steinerne Brüstung hat, beträgt beispielsweise jene nutzbare Breite 7,78 m, dabei ist der Abstand von Stirn zu Stirn 8,0 m, sodafs die Stirnflächen beiderseits nur 0,11 m aufserhalb der Begrenzung der Brückenbreite liegen. — Bei der Nagold-Brücke, F. 2, T. II, hat man eine kräftige Auskragung und eiserne Geländer angewendet, die nutzbare Breite der Brückenbahn beträgt 6,2 m, der Abstand von Stirn zu Stirn nur 5,6 m.

Wenn man Holz oder Eisen zu Hilfe nimmt, um einen Teil der Fufswege durch vorspringende Konstruktionen zu unterstützen, so läfst sich eine ansehnliche Verminderung der Breite des Überbaues und damit eine erhebliche Kostenersparung erzielen. In dieser Weise ist u. a. bei verschiedenen gewölbten Viadukten der Berliner Stadteisenbahn verfahren, deren Fufswege von eisernen Konsolen getragen werden, bei Brücken einer Industriebahn bei Bellegarde liegen die Schienen einer normalspurigen eingleisigen Bahn sogar auf der Mitte der Stirnmauern, die Fufswege aber auf weit auskragenden Querträgern, vergl. Fig. 6. Die Breite dieser Brücken ist in ihrem oberen Teile auf 2,10 m beschränkt, nach unten hin vergröfsert sich dieselbe auf 2,50 m.[50]) Bei eisernen Trägern ist eine derartige Anordnung bekanntlich etwas ganz gewöhnliches; man könnte allerdings gegen dieselbe einwenden, dafs sie die Folgen einer Entgleisung verschlimmern kann, wenn es sich um Eisenbahnbrücken handelt.

Fig. 6.



Dem Überbau der in Rede stehenden Brücken giebt man in der Regel vertikale Begrenzungen, weicht aber hiervon, namentlich bei eisernen Bogenbrücken und grofser Höhe des Bauwerks, mitunter ab, um der Konstruktion durch Erbreiterung nach unten hin mehr Widerstand gegen seitlich wirkende Kräfte zu geben. In jedem Falle ist die Lage der Endpunkte der tragenden Konstruktionen für die Längenbestimmung der Pfeiler mafsgebend.

---

[50]) Vergl. Deutsche Bauz. 1877, No. 64 und Zeitschr. f. Baukunde. 1879, S. 623 (Rinecker. Über Ökonomie im Brückenmauerwerk).



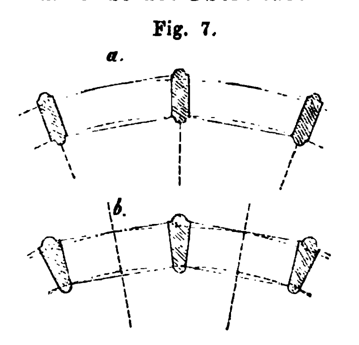
Während bei der vorhin besprochenen Anordnung die Breite des Überbaues kleiner ausfallen kann, als die Breite der Brückenbahn, trifft oft das Umgekehrte ein, wenn eiserne oder hölzerne Tragkonstruktionen neben der Bahn liegen. Behufs Verminderung übermäfsiger Breiten legt man aber die Fufswege mit Vorliebe aufserhalb der Hauptträger an und unterstützt sie durch Konsolen. Die Endpunkte der Hauptträger, welche auch in diesem Falle in Vertikalebenen zu liegen pflegen, bestimmen wiederum die Pfeilerlängen. Eine Ausnahme von der vertikalen Lage kommt bei Hängebrücken und überhaupt bei Brücken von sehr grofser Weite vor. Unter anderm zeigt auch die teils über, teils unter der Brückenbahn liegende Tragkonstruktion der Forth-Brücke eine erhebliche Erbreiterung, indem die Achsen der oberen Gurtungen in der Mitte der Pfeiler 10,3 m, diejenigen der unteren Gurtungen dagegen 36,5 m Abstand haben.

Über die Beziehungen, welche zwischen Brückenbahn, Überbau und Pfeilerbau hinsichtlich der Gestaltung ihrer Grundrisse bestehen, ist Folgendes zu bemerken: bei Brücken mit rechtwinkligem Schnitt der Achsen ergeben sich selbstverständlich für die Grundrisse der genannten Teile Rechtecke als die Kernformen. Die Breiten dieser Rechtecke ermitteln sich aus dem vorstehend hinsichtlich des Überbaues Gesagten. Bei Bestimmung ihrer Längen müssen die Pfeilerstärken (vergl. § 17) bekannt sein. Durch Einführung der Lichtweiten der einzelnen Öffnungen ergeben sich alsdann die Lagen der Pfeilerachsen, wobei ein etwaiger Anlauf der Seitenflächen der Pfeiler nicht vernachlässigt werden darf, wenn es sich um genaue Festsetzung der Abmessungen handelt. Hiernach ist bei Konstruktionen aus Holz und Eisen noch eine in die Pfeilergrundrisse fallende und mit der Pfeilerachse parallele Linie festzulegen, welche durch die Mitte der Lagerung des Überbaues geht, um die sog. Stützweite desselben zu gewinnen.

Bei schiefen Brücken ist das Parallelogramm die normale Kernform für den Grundrifs des Überbaues und der Pfeiler und es ist bei Festlegung der Seiten dieser Parallelogramme zu beachten, dafs die Breite der Brückenbahn normal zur Brückenachse, die Lichtweite der Brücke normal zur Achse der Pfeiler aufgetragen sein will. Selbstverständlich ist es, dafs in diesem Falle die Pfeilerachsen parallel zum Flufslauf, bezw. parallel zur Mittellinie der überbrückten Wege liegen. Wenn jedoch der Überbau aus Eisen hergestellt wird, so ist es nicht ausgeschlossen, demselben einen rechteckigen Grundrifs zu geben, wozu es nur einer angemessenen Verlängerung der Hauptträger bedarf. Hierdurch wird zwar der Materialaufwand vergröfsert, die Konstruktion aber vereinfacht.

Bei Brücken mit gekrümmter Achse kann sich die allgemeine Anordnung der Grundrisse des Überbaues und der Pfeiler verschieden gestalten, je nachdem zu den Tragkonstruktionen Stein oder Eisen zur Verwendung kommt. Bei steinernen gekrümmten Brücken müssen die Pfeilerachsen radial gerichtet werden und man hat die Wahl zwischen rechteckigem Grundrifs der Pfeiler nebst konischen Gewölben (also solchen mit trapezförmigem Grundrifs, s. Fig. 7 *a*) und einem trapezförmigen Grundrifs der Pfeiler nebst cylindrischen, also einen rechteckigen Grundrifs zeigenden Gewölben, s. Fig. 7 *b*. Die zuletzt bezeichnete Anordnung verdient in der Regel den Vorzug und ist beispielsweise auch beim Ruhr-Viadukt, F. 8, T. I, verwendet. Jene radiale Stellung behindert aber den Durchflufs des Wassers, bei eisernem Überbau ist sie ausführbar, aber keineswegs notwendig und es steht in diesem Falle

Fig. 7.



nichts im Wege den Achsen sämtlicher Mittelpfeiler eine parallele Lage zu geben und als Kernform ihrer Grundrisse das Parallelogramm zu wählen. Die Grundrisse des Überbaues werden dann gleichfalls nach Parallelogrammen gestaltet, deren Winkel jedoch von Öffnung zu Öffnung wechseln. Die Endpfeiler können hierbei eine Ausnahme machen. Man vergleiche hierzu F. 1[b], T. III, in welcher die Achsen sämtlicher Mittelpfeiler parallel erscheinen; die in der Kurve befindlichen Pfeiler haben indessen nur annähernd diese Lage, der Stromrichtung in der polnischen Weichsel entsprechend sind ihre Achsen nach einem gemeinsamen, aber entfernt und stromabwärts liegenden Punkte gerichtet, was in der Zeichnung des kleinen Mafsstabes wegen nicht zum Vorschein kommt. — Gekrümmte Brücken mit hölzernem Überbau sind vorkommenden Falls bezüglich der Richtung der Pfeiler wie eiserne zu behandeln. Die Möglichkeit, bei eisernem Überbau unter allen Umständen parallele Pfeiler anzuwenden, ist Veranlassung, dafs man bei gekrümmter Brückenachse oft das Eisen dem Stein vorzieht.

Nunmehr ist ein Blick auf diejenigen Anordnungen des Überbaues und der Pfeiler zu werfen, welche sich aus Anforderungen bezüglich der Erweiterungsfähigkeit der Bauwerke ergeben. Erweiterungen in der Längenrichtung sind selten, immerhin mag, wie auch im ersten Bande Kap. I, S. 105 bereits geschehen ist, erwähnt werden, dafs bei Brücken, deren Endöffnungen sich im Bereiche der Böschungskegel befinden (vergl. F. 9, T. II), ein Freilegen dieser Öffnungen ohne Störung des Betriebes bewerkstelligt werden kann. Dagegen kommt bei Eisenbahnbrücken eine Verbreiterung häufig und namentlich dann vor, wenn dem anfangs ausgeführten ersten Gleise ein zweites hinzuzufügen ist. Diese Aufgabe hat man früher in einer sehr einfachen, aber kostspieligen Weise behandelt, indem man als Regel aufstellte, dafs bei Haupteisenbahnen stets auf Ausführung eines zweiten Gleises Rücksicht zu nehmen sei und behufs Durchführung dieser Regel anordnete, dafs gewölbte Brücken durchweg für zwei Gleise auszuführen seien, während bei eisernen und hölzernen die Fundamente und die Pfeiler für zwei Gleise, der Überbau aber für ein Gleis bemessen wurden.[51]) Dies hat dahin geführt, dafs nicht selten Brücken mit für zwei Gleise bemessenen Hauptteilen ausgeführt sind, welche das zweite Gleis überhaupt nicht oder erst lange Jahre nach ihrer Erbauung erhalten haben. In richtiger Weise ist dieser Gegenstand zuerst von Nördling behandelt, auf dessen betreffende Abhandlung: *Mémoire sur les conditions de la transformation des chemins de fer à une voie en chemins à deux voies* (Ann. des ponts et chaussées. 1862. 2. Sem. S. 22) hiermit verwiesen wird. In neuerer Zeit schränkt man die Mafsnahmen für ein demnächstiges zweites Gleis möglichst ein und untersucht dieselben von Fall zu Fall. Das Wesentliche, was sich hierüber im allgemeinen sagen läfst, ist im ersten Bande dieses Handbuchs, Kap. I, S. 55 gegeben. An dieser Stelle mag ergänzend bemerkt werden, dafs man steinerne Brücken von nicht zu geringer Breite durch Anwendung überkragender Eisenkonstruktionen für zwei Gleise einrichten kann. Ein Beispiel hierfür giebt der gewölbte Wupper-Viadukt der Bergisch-Märkischen Bahn, welcher eingleisig mit 5,34 m Breite ausgeführt ist, in bezeichneter Weise verbreitert, jetzt aber zwei Gleise trägt, vergl. Zeitschr. f. Baukunde 1879, S. 627. Bei beweglichen Brücken ist indessen

[51]) Man vergleiche den § 1 der Technischen Vereinbarungen. In der Fassung vom Jahre 1858 lautet derselbe: „Der Entwurf für Eisenbahnen, welche nicht blofse Zweigbahnen bleiben sollen, ist so anzuordnen, dafs, wenn es erforderlich wird, zwei Gleise angelegt werden können.“ Neuerdings (1882) ist folgende Fassung angenommen: „Bei dem Entwurfe solcher Eisenbahnen, bei welchen die Notwendigkeit der späteren Herstellung von Doppelgleisen nicht ausgeschlossen erscheint, ist auf die Anlage eines solchen in angemessener Weise von vornherein Bedacht zu nehmen.“



eine Umänderung für zwei Gleise viel umständlicher und schwieriger als bei festen, sodafs für jene die älteren Regeln bestehen bleiben dürfen.

Hiernach erscheinen einige Bemerkungen über die Konstruktionssysteme des Überbaues und der Pfeiler am Platze. Sie werden unterschieden nach der Art der Wechselwirkung, welche zwischen dem Überbau und den Pfeilern stattfindet und es kommt, wie in § 6 bereits erwähnt ist, hierbei in Betracht, ob der Überbau die Pfeiler unter dem Einflufs einer vertikalen Last nur vertikal belastet, oder auf dieselben mit Kräften wirkt, welche sich zu einer gegen die Vertikale geneigten Einzelkraft vereinigen lassen. Einen weiteren Aufschlufs giebt die nachstehende Betrachtung.

Auf die Überbauten, welche die Öffnungen zwischen den Pfeilern überdecken, wirken äufsere und innere Kräfte. Erstere sind die Belastungen durch Eigengewicht und Verkehrslast, sowie die Widerstände der Stützen. Denkt man den Überbau in einer beliebigen Öffnung durchschnitten und den einen der abgeschnittenen Teile, beispielsweise den rechts des Schnittes gelegenen, entfernt, so kann das Gleichgewicht des beibehaltenen Teiles wieder hergestellt gedacht werden, indem auf ein jedes Element der Schnittfläche äufsere Kräfte angebracht werden, welche an Gröfse, Sinn und Richtung mit denjenigen inneren Kräften übereinstimmen, welche von dem weggenommenen Teile im Zustande des Zusammenhanges auf diese Elemente ausgeübt wurden. Die Mittelkraft dieser inneren Kräfte mufs mit den auf den beibehaltenen, zwischen der Schnittstelle und dem Trägerende gelegenen Teil wirkenden äufseren Kräften im Gleichgewichte sein. Es bestehen sonach, wenn für einfache Verhältnisse vorausgesetzt werden darf, dafs die Angriffslinien der äufseren Kräfte in einer Ebene enthalten seien, die Gleichungen:

$$\Sigma H + \Sigma X = 0$$
$$\Sigma A + \Sigma G + \Sigma Y = 0$$
$$\Sigma M + \Sigma X\eta + \Sigma Y\xi = 0.$$

Hierin bedeuten: ΣX die Summe der horizontalen, ΣY diejenige der vertikalen Komponenten der in den Elementen der gedachten Schnittfläche wirkenden inneren Kräfte, ΣA die Summe der vertikalen, ΣH diejenige der horizontalen Komponenten der Widerstände der Stützen, ΣG die Summe aller Belastungen, ΣM das Moment der äufseren Kräfte (Auflagerwiderstände und Belastungen) in Bezug auf einen beliebigen, in der Schnittstelle gelegenen Punkt, η die Abstände der horizontalen, ξ diejenigen der vertikalen Komponenten der inneren Kräfte von eben diesem Punkte; und es beziehen sich die Gröfsen ΣA, ΣG, ΣM nur auf die das beibehaltene Trägerstück beeinflussenden äufseren Kräfte.

Werden die Pfeiler nur vertikal belastet, so ist $\Sigma H = 0$ und die vorstehenden Gleichungen gehen, wenn der Schnitt vertikal gedacht wird, über in:

$$\Sigma X = 0$$
$$\Sigma A + \Sigma G + \Sigma Y = 0$$
$$\Sigma M + \Sigma X\eta = 0.$$

Die inneren, bezw. äufseren Kräfte lassen sich hiernach je durch eine in der Schnittstelle wirkende Vertikalkraft von der Gröfse ΣY und ein Kräftepaar vom Momente ΣM, oder auch durch eine aufserhalb des gedachten Querschnittes im Abstande $\frac{\Sigma M}{\Sigma Y}$ liegende, vertikal gerichtete Einzelkraft ersetzen.

Derartige, die Pfeiler nur vertikal belastende Konstruktionen nennt man Balkenträger. Mehr allgemein können unter dieser Bezeichnung auch solche Überbauten zusammengefafst werden, deren Wirkung auf die Unterstützungen sich durch eine

vertikal gerichtete Einzelkraft und ein Kräftepaar ersetzen läfst. Auch ist ein Unterschied nicht, ob die vertikale Einzelkraft eine Belastung darstellt, oder dem Sinne der Schwere entgegenwirkt, wie dies u. a. bei kontinuierlichen Trägern und bei Trägern mit freiliegenden Stützpunkten eintreten kann.

Für Konstruktionen, bei welchen ΣH — die horizontale Seitenkraft der Auflagerwiderstände — nicht verschwindet, lehren die zuerst aufgestellten Gleichungen, dafs die inneren, bezw. äufseren Kräfte sich zu einer gegen die Vertikale geneigten Einzelkraft vereinigen lassen. Dieselbe schneidet die gedachte Querschnittsfläche in einem Punkte, welcher — sofern der trennende Schnitt in einer der Anordnung der Konstruktion entsprechenden Lage, bei Bogenträgern beispielsweise normal zur Achse, geführt ist — ein Punkt der Stützlinie genannt wird. Diese letztere stellt sich demnach für einen jeden Belastungsfall als der geometrische Ort der vorbezeichneten Durchschnittspunkte für die stetige Folge der Querschnitte dar und es ist der Name Stützlinie noch insofern bezeichnend, als der Träger sich schon dann im labilen Gleichgewichte befinden würde, wenn die Querschnitte in den der Stützlinie angehörigen Punkten einen den äufseren Kräften entsprechenden Widerstand zu leisten vermöchten.

Je nachdem bei denjenigen Trägern, für welche ΣH nicht verschwindet, die Mittelkraft der inneren Kräfte vom Querschnitte weg oder gegen denselben wirkt, unterscheidet man Stützträger und Hängeträger. Im ersteren Falle spricht man noch von Bogenträgern, wenn die Tragkonstruktion nach einer stetigen Linie gekrümmt ist.

Bei den Hängeträgern nehmen diejenigen, welche nur aus einer einfachen Kette oder einem Kabel ohne Versteifung bestehen, unter jeder Belastung die der Stützlinie entsprechende Form an, und es sind hiermit im allgemeinen erhebliche Formänderungen verbunden. Dieselben können vermieden und bis zu unvermeidlichen Grenzen vermindert werden, wenn die Trägerkonstruktion — ähnlich wie bei den Balken- und Stützträgern, wenn dieselben für einen jeden Belastungsfall einen Gleichgewichtszustand ohne Überschreitung der zulässigen Materialbeanspruchungen ermöglichen sollen — derart gebildet wird, dafs in einem jeden gedachten Schnitte die für die Herstellung des Gleichgewichtes notwendige Anzahl entsprechend starker und richtig geordneter Konstruktionselemente vorhanden, die Verschiebung eines einzelnen Teiles nach der Lage der Stützlinie somit nicht nötig ist. Eingehenderes hierüber wird in späteren Kapiteln erörtert, und es kann hier noch hervorgehoben werden, dafs Balken und Stützträger, welche als Stabsysteme nur für einen bestimmten Belastungsfall angeordnet sind, sich im allgemeinen nur in einem labilen Gleichgewichtszustande befinden.

Trägersysteme der zweiten Art: Stützträger und Hängeträger — im Gegensatze zu den Balkenträgern — entstehen, wenn die für die Ausübung eines nur vertikalen Druckes erforderliche freie Beweglichkeit der Endquerschnitte, bezw. der Unterstützungen auf den Zwischenpfeilern gegen horizontale Verschiebung aufgehoben wird. Es kann dies unter anderem geschehen, indem diese Querschnitte mit den Unterstützungen so fest verbunden werden, dafs ihre Lage als unveränderlich, oder als wenig veränderlich anzusehen ist, oder die Stützung daselbst nur in bestimmten Punkten erfolgt, deren horizontale Bewegung gegeneinander verhindert oder beschränkt ist. Das letztere kann beispielsweise bewirkt werden durch die Standfähigkeit der Stützen, durch die Festigkeit eines die Endpunkte verbindenden elastischen Bandes, durch den elastischen Widerstand eines vorhergehenden oder nachfolgenden ähnlichen Trägers mit gemeinschaftlichem Auflager, während der Anfangsquerschnitt des ersten, bezw. der Endquerschnitt des letzten der aufeinander folgenden Träger gegen feste oder wenig verschieb-

liche Auflager sich lehnen, oder auch, in eingeschränkter Weise, auf einen derselben eine gleichbleibende Horizontalkraft durch irgend welchen Mechanismus in Verbindung mit belastenden Gewichten ausgeübt wird.

Es ist im Vorhergehenden bereits erwähnt und es kann hier noch besonders darauf aufmerksam gemacht werden, dafs Träger, welche an und für sich auf ihre Unterstützungen mit Kräften wirken, deren Mittelkraft gegen die Vertikale geneigt ist, durch Zufügen besonderer Teile zur Aufnahme der horizontalen Seitenkräfte so modifiziert werden können, dafs sie auf ihre Unterstützungen nur vertikale Drücke äufsern. Solche Träger mit aufgehobenem Horizontalschube können indessen prinzipiell den Stützträgern zugezählt werden. In ähnlicher Weise finden sich bei Eisenträgern Anordnungen, welche die äufsere Form der Balkenträger erhalten, indessen infolge einer schrägen Auflagerung oder anderer Vorrichtungen auch horizontale äufsere Kräfte aufzunehmen haben, bezw. auf die Unterstützungen äufsern. Derartige Träger können bei den Balkenträgern behandelt werden.

Die Anordnungen der Endpfeiler der Brücken ergeben sich aus den Wirkungen, welche die Träger auf dieselben ausüben, dieselben sind als Tragpfeiler bei den Balkenbrücken, als Stützpfeiler bei den Stützbrücken und als Ankerpfeiler bei den Hängebrücken zu konstruieren. Die Tragpfeiler fallen vergleichsweise schwach, Stütz- und Ankerpfeiler aus naheliegenden Gründen erheblich stärker aus. Auch die Mittelpfeiler der Stützbrücken müssen im allgemeinen stärker sein, als diejenigen der Balkenbrücken, und die Hängebrücken verlangen noch eine erhebliche Erhöhung der Mittelpfeiler oberhalb der Brückenbahn. Hierdurch gehen manche ökonomische Vorteile, welche gestützte und aufgehängte Konstruktionen des Überbaues an und für sich haben, ganz oder zum Teil wieder verloren.

§ 15. Die Konstruktionssysteme des Überbaues. — Die im vorigen Paragraph erwähnten sog. einfachen Konstruktionssysteme treten in sehr verschiedenen Formen auf, welche teilweise durch die Eigenschaften der Baumaterialien bedingt werden. Die Mannigfaltigkeit der Formen des Brückenüberbaues wird aber dadurch noch gesteigert, dafs jene einfachen Systeme miteinander kombiniert werden können, wodurch die sog. zusammengesetzten Konstruktionssysteme entstehen, und ferner dadurch, dafs mit dem Vorhandensein mehrerer Öffnungen nicht selten eigentümliche Anordnungen Hand in Hand gehen. Im Nachstehenden soll eine Übersicht über diese Formen gegeben werden, soweit dieselben weit verbreitet sind. Eine vollständige Aufzählung ist hier nicht beabsichtigt.

Es ist hierbei von vornherein darauf hinzuweisen, dafs die Grundsätze für die Anordnung und konstruktive Gestaltung aller Trägersysteme dieselben sind. Wird auch ferner vorausgesetzt, dafs die Angriffslinien der äufseren Kräfte in einer Ebene gelegen seien, in welcher zugleich die gerade oder gekrümmte Trägerachse enthalten ist und auch während der Formänderung verbleibt, so ergiebt sich zunächst für einen durch einen beliebigen Schnitt abgetrennten Trägerteil als Mittelkraft der äufseren, bezw. inneren Kräfte eine Einzelkraft. Diese letztere Kraft ist bei den Balkenträgern vertikal gerichtet und liegt aufserhalb des betreffenden Querschnittes, während sie bei den Stütz- und Hängeträgern gegen die Vertikale geneigt, den Querschnitt schneidet. Durch die Anordnung des Konstruktionssystemes ist nun im allgemeinen dafür zu sorgen, dafs die Mittelkraft der äufseren Kräfte auch für den ungünstigsten Belastungsfall ohne Überschreitung der zulässigen Beanspruchung des Trägermateriales mit den in den Elementen der jeweilig zugehörigen Schnittstelle wirkenden inneren Kräfte sich im Gleichgewichte befinden kann. Dies ist zu ermöglichen sowohl durch Anordnung des Trägers mit

voller Wand, wie durch Gestaltung aus stabförmigen Teilen — Träger mit gegliederter Wand —. Im letzteren Falle ist die Ermittelung der Spannungen in den Konstruktionsteilen die möglichst einfache, wenn durch den Schnitt jeweilig nur drei Stäbe getroffen werden. Dies tritt u. a. ein, wenn das Schema des Trägersystems durch Aneinanderordnung von Dreiecken gebildet wird, von denen jedes folgende eine Seite mit dem vorhergehenden gemein hat. Die Achsen der Stäbe hätten mit diesen ideellen Konstruktionslinien zusammenzufallen und die Stäbe nur an ihren Enden miteinander und mit äufseren Kräften in Verbindung zu treten, während die bei der Formänderung eintretende Drehung ohne Widerstand um diese Punkte erfolgen müfste. Solchen Falles sind die inneren Kräfte ermittelbar, nachdem die äufseren Kräfte bekannt sind, denn die Mittelkraft derselben bezüglich eines beliebigen Schnittes kann unzweideutig nach drei gegebenen Kraftrichtungen zerlegt und es können somit die in der Richtung der drei Stäbe wirkenden Kräfte bestimmt werden. Sind daher auch die vorerst unbekannten Widerstände der Auflager mit den Hilfsmitteln der Statik bestimmbar, so ist die Berechnung die möglichst einfache, und man spricht von statisch bestimmten Trägersystemen; im Gegensatze zu statisch unbestimmten Systemen, für welche die genaue Ermittelung entweder der inneren Kräfte oder auch diejenige der äufseren Kräfte auf statischem Wege nicht möglich ist.

Zu den statisch unbestimmten Systemen bezüglich der inneren Kräfte gehört in allen Fällen der Träger mit voller Wand. Es ist jeweilig erforderlich, durch eine der Trägerform entsprechende Voraussetzung bezüglich der Vorgänge bei der Formänderung die Bestimmung der inneren Kräfte zu ermöglichen, und es ist in dieser Beziehung Regel, anzunehmen, dafs die auf der ursprünglichen Trägerachse normal gedachten Querschnitte auch nach der Formänderung auf der deformierten Achse noch senkrecht stehen. Die Trägerachse ist zugleich der geometrische Ort aller Querschnittsschwerpunkte. Wird allgemein vorausgesetzt, die Mittelkraft der äufseren auf das durch beliebigen Schnitt abgetrennte Körperstück wirkenden Kräfte sei gegen den Querschnitt geneigt, so läfst sich diese ersetzen durch eine durch den Querschnitts-Schwerpunkt gehende Einzelkraft P, bezw. deren Komponenten N und S, normal zum Querschnitt und in diesen fallend, sowie ein Kräftepaar vom Momente $M = P.p$, wenn p den Normalabstand der Mittelkraft der äufseren Kräfte vom Schwerpunkte des Querschnitts bezeichnet. Die Normalspannung σ, bezw. die Schubspannung τ im Abstande v vom Querschnitts-Schwerpunkte bestimmen dann die Werte

$$\sigma = -\frac{N}{F} - \frac{M.v}{J}, \quad \tau = -\frac{S.\Sigma}{b.J},$$

worin F den Inhalt, J das Trägheitsmoment des Querschnittes bezüglich der durch den Schwerpunkt gehenden, auf der Kraftebene normalen Geraden, b die Breite des Querschnittes im Abstande v, Σ das statische Moment des über dieser Breitenlinie gelegenen Flächenstreifens bezüglich der im Schwerpunkte zur Kraftebene Normalen.

Die vorgedachten Werte sind auch anwendbar bei Trägern mit gekrümmter Achse, sofern der Krümmungshalbmesser entsprechend grofs ist. Ist noch N, wie in der Regel beim Balkenträger mit gerader Achse gleich Null, so ergiebt sich die Normalspannung:

$$\sigma = -\frac{M.v}{J}:$$

Dieselbe wird hiernach unter gleichen Verhältnissen um so kleiner, je gröfser der Wert $\frac{J}{v}$, und es ergiebt sich hieraus die Regel, hohe Träger anzuordnen, bezw. das Material im Querschnitte so zu verteilen, dafs dasselbe thunlichst in Streifen entfernt von der neu-

tralen Achse konzentriert wird, und diese Gurtungen durch eine Wand zu verbinden, deren Stärke mit Rücksicht auf die Gröfse der Schub-, bezw. Hauptspannungen möglichst gering bemessen wird. Das Eingehendere hierüber geben spätere Untersuchungen.

Zu einer näheren Erläuterung des Begriffes der statisch bestimmten und der unbestimmten gegliederten Systeme gelangt man u. a. noch durch die Auffassung, dafs die Herstellung eines gegliederten Systemes übereinstimmt mit der Lösung der Aufgabe n gegebene Punkte, unter welchen eine bestimmte Anzahl als feste, oder in ihrer Bewegung beschränkte Auflagerpunkte anzunehmen ist, durch Stäbe zu einem festen Systeme zu verbinden, dessen Bewegungen nur infolge der bei einer Belastung stattfindenden elastischen Ausdehnungen der verbindenden Stäbe stattfinden. Ersetzt man die in jedem Punkte zusammentreffenden Stäbe durch die entsprechenden Spannungen, somit jeden Stab durch zwei gleiche, auf die von ihm verbundenen Punkte in entgegengesetztem Sinne wirkende Kräfte, so erhält man im Zustande der Ruhe n im Gleichgewichte befindliche Kräftesysteme. Für jedes lassen sich zwei Gleichgewichtsbedingungen, im ganzen $2n$ Gleichungen ansetzen, und somit, wenn noch a die Anzahl der für die Stützendrücke zu bestimmenden Gröfsen bedeutet, bei geeigneter Anordnung des Stabsystemes die Stützendrücke und Stabspannungen lediglich mit den Hilfsmitteln der Statik bestimmen, wenn die Bedingung

$$m = 2n - a$$

erfüllt ist. Berücksichtigt man noch, dafs für einen festen Auflagerpunkt als Unbekannte eine beliebig gerichtete Kraft, somit zwei Gröfsen, für einen auf bestimmter Bahn beweglichen Auflagerpunkt eine Kraft von bestimmter Richtung (normal zur Bahn) oder eine unbekannte Gröfse einzuführen ist, so kann für f feste und b bewegliche Auflager

$$a = 2f + b$$

und für das statisch bestimmte System

$$m = 2n - 2f - b$$

geschrieben werden.

Sind mehr als m Stäbe vorhanden, so reichen die Hilfsmittel der Statik zur Lösung der Aufgabe nicht aus, sind weniger Stäbe vorhanden, so ist das System im allgemeinen nicht fest. Aufserdem ist nochmals daran zu erinnern, dafs keineswegs jede beliebige Anordnung von m Stäben zwischen n Punkten ein festes oder empfehlenswertes System liefert; es kann auch darauf hingewiesen werden, dafs in einem statisch bestimmten Stabsystem kein Teil vorkommen kann, welcher aus dem Systeme herausgenommen, statisch unbestimmt sein würde.

Eingehenderes über diese hier nur anzudeutenden Untersuchungen geben die späteren Kapitel, hier ist im einzelnen noch das Folgende zu bemerken:

1. Konstruktionssysteme des Überbaues für eine Brückenöffnung.

a. Balkenträger. Bei sämtlichen Balkenträgern über eine Öffnung sind die Auflagerwiderstände, welche — abgesehen von sekundären Belastungen — vertikal gerichtet sind, statisch bestimmbar. Durch die Anordnung der Auflager ist dafür zu sorgen, dafs wenigstens auf einer Seite der Öffnung die erforderliche freie Beweglichkeit in horizontalem Sinne vorhanden ist. Die Träger werden mit voller und mit gegliederter Wand gebildet und es ist bezüglich der Formgebung des Trägerquerschnittes für erstere bereits vorher das Nötige bemerkt. Bei gröfseren Weiten erscheint es vorteilhaft, die volle Wand durch eine gegliederte zu ersetzen, wobei dann häufig auch von dem sonst wohl üblichen Parallelträger abgewichen wird. Ein Vertikalschnitt durch den Träger mit gegliederter Wand trifft im einfachsten Falle drei Stäbe, von denen der oberste

bezw. unterste einen Teil der **oberen** bezw. **unteren Gurtung** bilden, der mittlere als **Diagonal-** oder auch wohl **Gitterstab** bezeichnet wird. Die Punkte, in welchen die Gitterstäbe und Gurtungen zusammentreffen, heifsen **Knotenpunkte**, das Gitterwerk ein **Netzwerk**, wenn die aufeinander folgenden Gitterstäbe abwechselnd von links nach rechts, und von rechts nach links fallen, ein **Fachwerk**, wenn die Gitterstäbe abwechselnd vertikal und geneigt angeordnet sind. Man unterscheidet noch **einfaches** und **mehrfaches** Gitterwerk, bezw. Netzwerk und Fachwerk. Für die folgenden Erläuterungen werde ein einfaches Fachwerk betrachtet und der einen Trägerteil abtrennende Vertikalschnitt dicht links vor einer Vertikalen geführt. Es bezeichne dann S_1 und S_2 die Spannung der oberen, bezw. unteren Gurtung, D_1, D_2 diejenige einer Diagonalen, je nachdem der getroffene Stab von links nach rechts fällt oder steigt. Diese Spannungen werden sämtlich als Zugspannungen positiv in die Betrachtung eingeführt. Bezeichnet noch h die Länge der Vertikalen, die senkrechte Höhe des Trägers an der Schnittstelle, und werden die horizontalen Komponenten der Kräfte in den durchschnittenen Teilen für oben und unten mit X_1 und X_2 bezeichnet, so bestehen die Gleichungen:

$$X_1 + X_2 = 0$$
$$M + X_1 h = 0,$$

wenn die Bedingung für das Gleichgewicht der Vertikalkomponenten zunächst aufser Betracht gelassen wird. Es ist noch zu bemerken, dafs X_1 die Horizontalkomponente der Spannung des oberen Gurtes S_1 bezeichnet, wenn die Diagonale D_1 vorhanden, dagegen X_2 diejenige der Spannung S_2 darstellt, wenn die getroffene Diagonale von links nach rechts steigt. Es ergiebt sich

$$X_1 = -\frac{M}{h}.$$

Hieraus folgt, dafs X_1 das entgegengesetzte Vorzeichen mit M besitzt. Beim Träger mit zwei Stützpunkten, welcher nicht über dieselben herausragt, hat M nur positive Werte, die obere Gurtung ist daher für einen beliebigen Träger mit gegliederter Wand auf zwei Stützen nur auf Druck, ebenso die untere nur auf Zug beansprucht.

Für den **Parallelträger** ist h konstant,

$$X_1 = -X_2 = -\frac{M}{h},$$

somit die Spannung der Gurtungen, entsprechend dem Momente der äufseren Kräfte variabel. Für die Diagonalen ergiebt sich solchen Falles, wenn V die Vertikalkomponente der äufseren Kräfte bezeichnet, α den Winkel der Diagonalen mit der Horizontalen,

$$-D_1 \sin\alpha + V = 0$$
$$D_2 \sin\alpha + V = 0 \quad \text{oder}$$
$$D_1 = -D_2 = \frac{V}{\sin\alpha}.$$

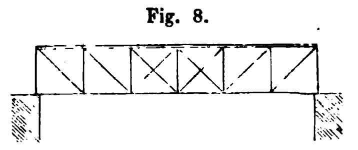
Bezeichnet noch Q_1, Q_2 die Spannung einer zwischen nach rechts fallenden, bezw. nach rechts steigenden Diagonalen gelegenen Vertikale, q_1, q_2 die Lasten im unteren, bezw. oberen Knotenpunkte, so ist

$$Q_1 - q_2 + V = -Q_2 - q_1 + V = 0, \quad \text{oder}$$
$$Q_1 - q_2 = -Q_2 - q_1 = -V.$$

Hiernach sind die aufeinander folgenden Gitterstäbe abwechselnd beansprucht und zwar die nach rechts fallenden Diagonalen auf Zug, insolange V positive Werte besitzt, die Vertikale Q_1 oder die folgende Diagonale D_2 dementsprechend auf Druck. Die Gitterstäbe erfahren Beanspruchung sowohl auf Zug als auf Druck für diejenigen Strecken, auf welchen V sowohl positive als negative Werte erhalten kann. Sollen daher bei

einem Fachwerke die Diagonalen nur auf Zug oder nur auf Druck beansprucht werden, so ist in denjenigen Feldern, in welchen V auch negative Werte annehmen kann, eine zweite — Gegendiagonale — anzubringen, s. Fig. 8.

Fig. 8.



Mehrfache Fach- oder Gitterwerke kommen zur Anwendung, wenn bei grofser Trägerhöhe und kleinerer Fachteilung die Neigung der Diagonalen eines einfachen Systemes sich zu steil ergiebt.

Balkenträger in der einfachsten Gestalt werden hergestellt von Stein, Holz und Eisen, sowie unter Kombination der zuletzt genannten Materialien. Bei Stein und Holz ist der Querschnitt in der Regel ein Rechteck, bei Eisenträgern mit voller Wand, entsprechend den früheren Bemerkungen, von I-förmigem Profil, welches entweder unmittelbar durch Walzen oder Giefsen gewonnen, oder bei gröfseren Weiten durch Zusammennieten unter Verwendung von Profileisen hergestellt wird (genietete Blechträger). Zu den Kombinationen beider Materialien gehören die armierten Träger, hauptsächlich aber die als Howe'sche Träger bekannte Anordnung mit gegliederter Wand. Dieselben geben zugleich ein Beispiel des modifizierenden Einflusses der Materialien auf die Detaillierung der Konstruktion und es kann darauf hingewiesen werden, wie mit Rücksicht hierauf bei dem Howe'schen Träger die Druckstrebe und die gezogene Vertikale, bei dem entsprechenden Eisenfachwerk die Zugdiagonale und die auf Druck beanspruchte Vertikale auftritt.

Aus verschiedenen Gründen hat man den Balkenträgern, namentlich bei Ausführung in Eisen, gekrümmte Gurtungen gegeben. In dieser Beziehung kann das Nachstehende bemerkt werden.

Soll die Horizontalkomponente X_1 oder X_2 der inneren Kräfte einen konstanten Wert erhalten, $-X_1 = X_2 = C$, so ermittelt sich die Trägerhöhe h aus der Gleichung

$$h = \frac{M}{C}.$$

Die Vertikalabstände der Gurtungen sind daher dem Angriffsmomente der äufseren Kräfte proportional und für totale gleichförmige Belastung Parabelordinaten (parabolische Träger). Es ist noch leicht einzusehen, dafs bei dieser Belastung die Spannungen der Diagonalen Null und die gröfsten Alternativspannungen derselben bei einseitiger Belastung einander an Gröfse gleich, aber von entgegengesetztem Sinne sind. Für die vorgenannten Träger erhält ein etwa vorhandener gerader Gurt konstanten Querschnitt.

Soll ein gekrümmter Gurt konstanten Querschnitt erhalten, so ist hierfür entweder der obere oder der untere Gurt auszuwählen. Bezeichnet dann u. a. δ_1 den Neigungswinkel des oberen Gurtes, so ist für die Formgebung die Gleichung

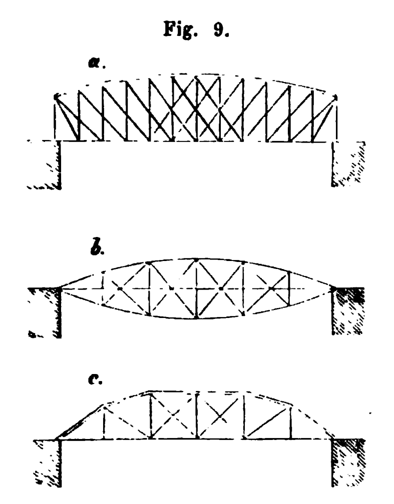
$$\frac{-X_1}{\cos\delta_1} = C = -S_1 = \frac{M}{h\cos\delta_1}, \quad h = \frac{M}{C\cos\delta_1}$$

zu benutzen, wenn gleichzeitig die nach rechts fallenden Diagonalen Beanspruchung auf Zug erfahren sollen. Sehr einfach gestaltet sich hierbei die Aufsuchung der Form für eine gerade untere Gurtung. Für totale gleichförmige Last ist der Wert $h\cos\delta_1$, die Normale zum oberen Gurt, proportional Parabelordinaten. Analog gestaltet sich die Betrachtung für konstanten unteren Gurt.

Eine besondere Trägerform ergiebt sich noch aus der Bedingung, dafs die Beanspruchung der Diagonalen, beispielsweise der von links nach rechts fallenden, bei der ungünstigsten Belastung für Beanspruchung auf Druck, — Belastung einseitig durch Verkehrslast vom linken Auflager bis zum Kopf der Diagonalen — Null werde. Für gleich-

förmige Belastung würden die Trägerhöhen den Ordinaten einer Hyperbel proportional zu wählen sein, deren höchste Ordinate mit derjenigen Stelle des Trägers zusammenfällt, von welcher aus die Vertikalkomponente der äufseren Kräfte bei alternierender einseitiger Belastung sowohl positive als negative Werte annehmen kann. Beim Parallelträger beginnen hier diejenigen Felder, in welchen, wenn Beanspruchung der einfachen Diagonalen nur in einem Sinne eintreten soll, Gegendiagonalen anzuordnen sind. Bei symmetrischer Anordnung würde der hyperbolische Träger eine Einsenkung nach der Mitte zeigen. Die ausgeführten Träger haben zwischen den auf vorstehende Art sich bestimmenden höchsten Punkten parallele Gurtungen, und falls Beanspruchung der Diagonalen nur auf Zug oder nur auf Druck gewünscht wird, auf dieser Strecke Gegendiagonalen erhalten, s. Fig. 9 *c*.

Fig. 9.



Als eine beliebte Trägerform kann hier noch diejenige erwähnt werden, bei welcher die obere Gurtung gekrümmt, die untere gerade angeordnet wird, eine Zusammenführung der Gurtungen am Auflager aber nicht stattfindet. Diese Träger (Fig. 9 *a*) heifsen wohl Halbparabelträger, doch dürfte die Bezeichnung Halbparallelträger zutreffender sein, da bei der Ausführung die obere Gurtung in der Regel nicht nach einer Parabel gestaltet, und diese Formgebung auch nicht notwendig ist.

Die Träger mit gekrümmten Gurten wurden, namentlich bei Ausführung in Eisen, sehr häufig nach denjenigen Ingenieuren benannt, welche deren Anwendung empfohlen oder bewirkt hatten. Unter anderen können hier die Bezeichnungen: Laves'sche, Brunel'sche, Pauli'sche, Schwedler'sche Träger u. s. w. erwähnt werden. Derartige Reminiscenzen haben einen besonderen Wert nicht, und ist es zweckmäfsiger, die Benennung einerseits nach der Erscheinung im allgemeinen und dann nach besonderen Eigenschaften zu wählen.

So unterscheidet man hiernach: Bogensehnenträger, mit gekrümmter oberer, gerader unterer Gurtung (Fig. 9 *c*); Fischbauchträger, mit gerader oberer, gekrümmter unterer Gurtung (F. 9, T. II); Fischträger, mit zwei gekrümmten Gurtungen (Fig. 9 *b*); Halbparallelträger (Fig. 9 *a*). Ferner auf Grund der Bestimmungen über die Inanspruchnahmen einzelner Teile: Bogensehnenträger, Fischbauchträger und Fischträger mit konstanter oberer oder unterer Gurtung. (Hierunter als Specialfälle: Laves'sche, Brunel'sche, parabolische und Pauli'sche Träger.) Träger mit den Minimal-Beanspruchungen der Diagonalen gleich Null (Schwedler'sche Träger).

Es darf hier schliefslich noch ausdrücklich erwähnt werden, dafs die vorhergehenden Besprechungen Modifikationen erfahren, wenn das Gitterwerk nicht aus Diagonalen und Vertikalen, sondern nur geneigten Diagonalen besteht. Auch kann erwähnt werden, dafs der Ausdruck Fachwerk namentlich früher häufig die Anordnungen mit grofser Teilung bezeichnete, gleichgiltig ob die Gitterstäbe sämtlich geneigt, oder ob eine Lage vertikal gerichtet war. Die betreffenden Bezeichnungen werden aufserdem auf alle Trägerarten, u. a. auch auf Bogenträger und Hängeträger übertragen.

Die Balkenträger mit gekrümmten Gurtungen sind ursprünglich in Holz zur Ausführung gekommen, namentlich auch in Amerika in der Form der Bogensehnenträger und Halbparallelträger. Die Eigenschaften des Materiales ergeben hierbei besondere

konstruktive Schwierigkeiten, welche in den meisten Fällen nur unter Zuhilfenahme von oft sehr komplizierten Eisenverbindungen gelöst wurden. In Eisen haben alle vorgenannten Trägerformen eine häufige Anwendung gefunden.

b. Stützträger. Die allgemeine Anordnung dieser Träger, bei welchen die Mittelkraft der äufseren Kräfte für beliebigen Schnitt gegen die Vertikale geneigt ist, kann auf Grund der Betrachtung der Stützlinie getroffen werden. Bezeichnen: M das Angriffsmoment der äufseren Kräfte für einen beliebigen Schnitt, H die Horizontalkomponente des Auflagerdruckes, h die Ordinate der Stützlinie an der Schnittstelle über einer durch den Auflagerpunkt der Stützlinie geführten Horizontalen, $\mathfrak{M}$ die Summe der in dem Ausdrucke für M enthaltenen Einzelmomente, mit Ausnahme des Momentes $H\,h$, so besteht für die Punkte der Stützlinie die Bestimmungsgleichung

$$M = \mathfrak{M} - H\,h = 0.$$

Dieselbe kann benutzt werden, um bei gegebener Belastung die Form der Stützlinie, oder umgekehrt für eine gewünschte Form der Stützlinie das Belastungsgesetz zu ermitteln.

Für eine innerhalb der Öffnung befindliche Einzellast besteht hiernach die Stützlinie aus zwei auf der Angriffslinie der Belastung sich treffenden, nach den Auflagerpunkten gerichteten Geraden. Für zwei gleiche symmetrisch wirkende Einzellasten ergiebt sich ein Polygon aus drei Seiten, von denen die mittlere der Verbindungslinie der Auflagerpunkte parallel, die beiden äufseren von den Schnittpunkten dieser mit den Lastlinien nach den Auflagerpunkten gerichtet sind. Dies System wird gemeinhin als Sprengwerk bezeichnet. Für mehr Lasten kann entweder jeder Lastpunkt für sich durch nach den Auflagerpunkten geführte Konstruktionsteile, oder durch Ineinanderordnung symmetrischer Sprengwerke unterstützt, oder ein vollständiges, der einfachen Stützlinie entsprechendes Polygon angeordnet werden. Letzteres führt zur Ausbildung der eigentlichen Bogenträger. Für kontinuierliche Lasten geht das Polygon in eine stetige Kurve über, Einzellasten, welche aus stetigen Lasten in einzelnen Punkten konzentriert gedacht werden, geben Polygone, deren Seiten der den stetigen Lasten entsprechenden Kurve eingeschrieben sind. Einer gleichförmig für die Längeneinheit der Weite verteilten totalen Belastung entspricht als Stützlinie die Parabel.

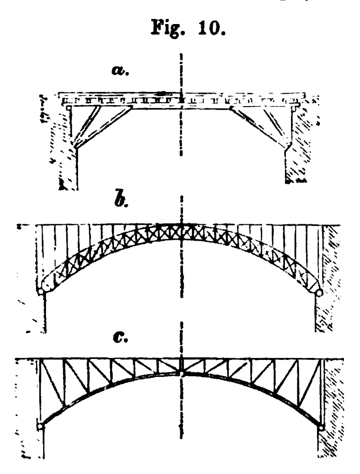
Polygone, nach dem Vorstehenden angeordnete Konstruktionssysteme sind in ihren Stäben auf Druck beansprucht. Sie sind nur für bestimmte Belastungsfälle im Gleichgewichte und es ist bei wechselnder Belastung, bei welcher die Resultierenden nicht mehr mit den Polygonseiten zusammenfallen, Vorsorge gegen Verschiebungen zu treffen. Es geschieht dies entweder durch Zufügen besonderer Versteifungsträger, wodurch, wie häufig bei Sprengwerken, kombinierte Systeme entstehen, oder indem der Hauptkonstruktionsteil in seiner Achse die Formen der einer bestimmten Belastung entsprechenden Stützlinie erhält, im übrigen aber nach den früher erläuterten Prinzipien als Träger mit voller oder gegliederter Wand angeordnet wird. Auf das Einzelne kann hier nicht eingegangen, doch kann daran erinnert werden, dafs die Unterstellung, es werde die Stützlinie für einen gegebenen Belastungsfall mit der für denselben Belastungsfall geformten Trägerachse in Wirklichkeit zusammenfallen, nicht in allen Fällen zutrifft. Bei der Wahl der Trägergestaltung wird ferner, ähnlich wie bei den Balkenträgern, auf Grund von Bestimmungen über die Inanspruchnahme einzelner Teile vorgegangen. So werden die Gurtungen der Bogenträger parallel zur Achse oder mehr oder weniger nach dem Scheitel konvergierend, oder derart angeordnet, dafs sie Umhüllungslinien der bei den ungünstigsten Belastungsweisen möglichen Stützlinien bilden. Auch wird häufig eine gegliederte Wand in der Weise gebildet, dafs eine untere Gurtung die Gestalt einer

beliebigen Kurve oder auch der Stützlinie für volle Belastung erhält, das Gitterwerk zwischen diese und eine in der Fahrbahnlinie liegende obere Gurtung eingeschaltet wird. (Träger mit ausgesteiften Zwickeln.)

Die Form der Stützlinie ist vollständig für einen beliebigen Belastungsfall bestimmt, wenn die Lage von drei Punkten gegeben ist, durch welche dieselbe gehen soll. Die Aufgabe ist daher in allen Fällen bezüglich der Ermittelung der äufseren Kräfte statisch bestimmt, sobald durch die konstruktiven Anordnungen drei Punkte der Stützlinie festgelegt sind. Dies führt bei den Bogenträgern zu Anordnungen, bei welchen in einzelnen Querschnitten die Übertragung des Druckes nur in bestimmt gegebenen Punkten, welche konstruktiv in der Regel als cylindrische Flächen (Gelenke) gestaltet sind, erfolgt. Man unterscheidet hiernach: Bogen mit drei Gelenken, je ein Kämpfergelenk und ein solches im Scheitel — Bogen mit zwei Gelenken, je ein Kämpfergelenk — Bogen ohne Gelenke, welche sich auch gegen die Kämpfer mit vollem Querschnitt stützen.

Der Bogen mit drei Gelenken ist bezüglich der äufseren Kräfte statisch bestimmt, bei den anderen Anordnungen sind für die Berechnungen die Ergebnisse der Elasticitätstheorie zu benutzen. Bei Bogenträgern aus Stein, also bei Gewölben, sind diese im allgemeinen nicht ohne weiteres zu verwenden, insofern als durch die Vorgänge bei der Herstellung der Gewölbe die Erfüllung der Voraussetzungen hierfür, und insbesondere die Bildung eines homogenen elastischen Körpers noch mehr als bei anderen Materialien erschwert wird, sowie auf die Übertragung von Zugspannungen nur in geringem Mafse oder nicht gerechnet werden kann. Man begnügt sich daher in der Regel, die Standfähigkeit eines Gewölbes durch Einzeichnen von Stützlinien zu untersuchen, welche sich der Gewölbeachse möglichst anschliefsen und auch für die ungünstigsten Belastungsweisen noch innerhalb des mittleren Drittels der Gewölbestärke (innerhalb des Kernes) verbleiben. Im weiteren wird die Achse des Gewölbbogens wohl nach der Stützlinie gestaltet, welche sich für volle Belastung (einschliefslich Erddruck) für ein Gewölbe von sehr kleiner Dicke ergeben würde, oder es wird Übermauerung und Überfüllung unter der letzgedachten Annahme so geordnet, dafs die Belastung der Bogenachse als Stützlinie entspricht. Eingehenderes findet sich in späteren Kapiteln; es sei hier auf diesen wichtigen und interessanten Gegenstand besonders hingewiesen.

Fig. 10.

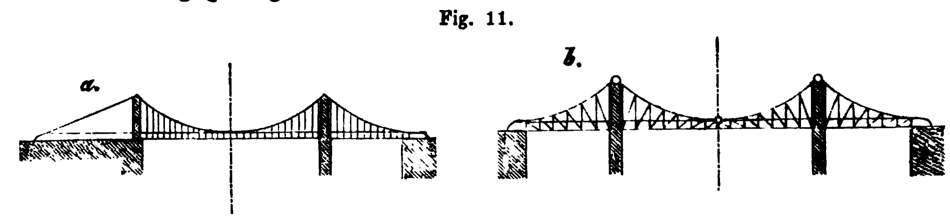


Holzkonstruktionen sind als Sprengwerke (Fig. 10 *a*) und als Bogenträger sowohl mit Versteifung durch besondere horizontale Träger als in den Bogenzwickeln und mit gegliedertem Bogen angewendet. Stützträger in Eisen haben nur selten die Gestalt der Sprengwerke erhalten, in den meisten Fällen sind dieselben als Bogenträger in durchgebildeten Konstruktionssystemen (Fig. 10 *b* u. *c*) zur Ausführung gekommen.

c. Hängeträger. Die Anordnungen der Hängeträger stimmen mit denjenigen der Stützträger überein. Man erhält die analogen Formen als Spiegelbilder, indem man den Sinn der Belastungen umkehrt. Die horizontale Seitenkraft des Auflagerdruckes des Überbaues einer Öffnung ist ein nach innen gerichteter Horizontalzug, und es müssen demgemäfs die Widerlager eine genügende Standfähigkeit besitzen, oder es mufs durch besondere Anordnungen dafür Sorge getragen werden, dafs der Pfeiler nur vertikal oder in wenig gegen die Vertikale geneigter Richtung belastet wird. Hierzu dienen u. a.

Rückhalte-Ketten oder -Kabel (Fig. 11 *a*), welche, landseitig fest verankert, über dem Pfeiler mit der Konstruktion in der Öffnung durch Auflagerstühle verbunden sind, über welchem ein Gleiten stattfinden kann, oder welche auf Rollen horizontal verschieblich sind. Auch kann ein etwa aus Eisen konstruierter Pfeilerteil in der Form eines Pendels zur Ausführung gelangen.

Fig. 11.



Nur in seltenen Fällen erhalten die Hängeträger die Anordnung des einfachen oder mehrfachen Hängewerkes, wobei entweder ein jeder der festzulegenden Punkte unmittelbar durch zwei, oder symmetrisch gelegene Punkte durch je einen auf Zug beanspruchten Teil mit den Aufhängepunkten über den Pfeilern verbunden sind. Häufig findet sich die einfache Kette oder das Kabel, welche unter jeder Belastung die der Stützlinie entsprechende Gestalt annehmen. Sollen die mit der wechselnden Belastung hiernach eintretenden Formänderungen und Schwankungen ermäfsigt werden, so ist die Anbringung von besonderen Versteifungsträgern oder die Ausbildung des Hängeträgers zum vollständigen Träger mit gegliederter Wand erforderlich. Man kann hiernach schlaffe Hängeträger und versteifte Hängeträger unterscheiden.

Bei der allgemeinen Anordnung und Formgebung der gegliederten Systeme wird nach den früher erörterten Grundsätzen verfahren. Es finden sich hiernach Hängeträger mit zwei und drei Gelenken, mit Gurtungen parallel (F. 5ᵃ, T. III) oder konvergierend zur Achse, Träger mit ausgesteiften Zwickeln (Fig. 11 *b*), solche mit gesonderten Versteifungsträgern u. s. w. In selteneren Fällen hat man auch die Versteifung einer einfachen Kette oder eines Kabels durch Spannseile versucht, welche von dem an sich schlaffen Hängeträger nach tiefer gelegenen Widerlagerpunkten gerichtet sind.

d. Zusammengesetzte Träger. Dieselben ergeben sich, wenn die im Vorhergehenden erwähnten einfachen Träger miteinander in Verbindung gebracht werden, u. a. namentlich durch Vereinigung von schlaffen Stütz- oder Hängeträgern mit versteifenden Balkenträgern, wie dies bereits mehrfach erwähnt wurde. Derartige Anordnungen sind in der Regel schon bezüglich der äufseren Kräfte statisch unbestimmt, und ist es beispielsweise für einen schlaffen Stütz- oder Hängeträger erforderlich, einen gesonderten aussteifenden Balkenträger innerhalb der Weite zu unterbrechen, wenn das System statisch bestimmt sein soll. Bei der Anordnung ist dafür zu sorgen, dafs die gemeinschaftliche Wirkung eintreten, bezw. die Ermittelung der Kräfte mit entsprechender Genauigkeit stattfinden kann. Es erscheint angemessen, Kombinationen, welche nicht mit einer für die üblichen Systeme und klare Anordnungen erreichbaren Schärfe begründet werden können, zu vermeiden. In dieser Beziehung krankten die namentlich früher vielfach verwendeten Kombinationen von Balken, Bogen und Sprengwerken für Holzkonstruktionen.

2. Konstruktionssysteme des Überbaues für mehrere Öffnungen.

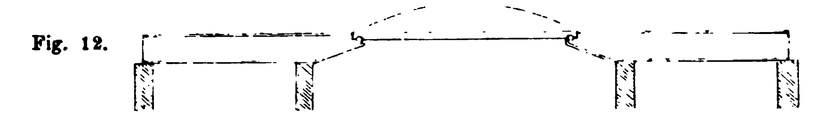
a. Balkenträger. Bei mehreren aufeinander folgenden Öffnungen werden dieselben entweder durch abgesetzte Träger überdeckt oder die Träger reichen in einem Stücke über eine gröfsere Anzahl von Öffnungen — kontinuierliche Träger — wobei die Auflagerung auf einer Stütze fest, auf den anderen in horizontalem Sinne verschieb-

lich anzuordnen ist. Mit der Anwendung kontinuierlicher Träger beabsichtigt man die Erreichung eines geringeren Materialaufwandes, indem infolge der Verbindung über den Pfeilern die Überbauten in gewissem Sinne eingespannt erscheinen und die Momente der äufseren Kräfte sich durchschnittlich kleiner als für auf den Pfeilern getrennte Träger ergeben. Dieser Vorteil vermindert sich, wenn bei Bestimmung der zulässigen Spannung auf den in gröfserer Ausdehnung eintretenden Wechsel der Inanspruchnahmen durch die einseitigen Verkehrslasten Rücksicht genommen wird. Aufserdem haben die kontinuierlichen Träger den Nachteil, dafs die Ermittelung der äufseren Kräfte mit geringerer Zuverlässigkeit geschehen kann und dafs diese äufseren Kräfte, sowie die Gesamtbeanspruchungen von der Höhenlage der Stützen abhängig sind. Sie ändern sich daher mit zufälligen, häufig unvermeidlichen Senkungen der Stützen, und es ist die Anwendung der kontinuierlichen Träger immer seltener geworden. Als ein Vorteil des kontinuierlichen Trägers ist unter Umständen noch in Betracht zu ziehen, dafs der neben den zu überbrückenden Öffnungen montierte Träger durch Überschieben an seine Stelle gebracht werden kann.

Die vorerwähnten Nachteile des kontinuierlichen Trägers können vermieden werden, indem man den über mehrere Öffnungen gehenden, auf den Pfeilern horizontal verschieblichen Träger derartig in gelenkartig miteinander verbundene Abteilungen zerlegt, dafs jeder Teil nur auf zwei Stützpunkten aufruht. Dies läfst sich in verschiedener Weise erreichen, zur Ausführung sind Systeme gekommen, bei welchen die Öffnungen in abwechselnder Folge mit Trägern überdeckt werden, welche beiderseits konsolartig in die vorhergehende und nachfolgende Öffnung reichen. Der Raum zwischen den Konsolen der zwischenliegenden Öffnungen wird dann durch einen gewöhnlichen Balkenträger überdeckt. Man nennt derartige Systeme: Träger mit freiliegenden Stützpunkten, und insbesondere die vorbeschriebene, von Gerber vorgeschlagene und auch mehrfach ausgeführte Anordnung Gerber'sche Träger.

Es wäre nicht ausgeschlossen, in jede Öffnung zwei Gelenke zu legen, oder den mittleren Teil einer jeden Öffnung wie einen einfachen Balken auf die anschliefsenden Konsolen zu lagern. Dann würden indessen breite Pfeiler, bezw. Verankerungen der auf denselben anzubringenden beiden Lager erforderlich, oder es müfsten die Pfeiler auf Biegung widerstehen und entsprechende feste Verbindung derselben mit dem Überbau in anderer Weise eintreten.

Fig. 12.



Gemeinhin sind kontinuierliche wie Gerber-Träger als Träger mit parallelen Gurtungen zur Ausführung gekommen. Doch lassen sich auch für die kontinuierlichen Träger Formen mit gekrümmten Gurtungen unter Zugrundelegung bestimmter Forderungen, u. a. Einhaltung eines konstanten Gurtquerschnittes, entwickeln. Träger mit freiliegenden Stützpunkten sind mehrfach mit gekrümmten Gurtungen zur Anwendung gekommen. Eine Ausführung mit sehr bedeutenden Weiten — 519 m — bietet die Brücke über den Firth of Forth. Bei der in Fig. 12 skizzierten Anordnung, welche sich u. a. bei der Warthe-Brücke zu Posen findet, gewinnt man für die mittlere Öffnung fast die ganze Höhe der Träger in den Seitenöffnungen und erhält in der ersteren ein höheres Profil des lichten Raumes bei vergleichsweise niedrigen und deshalb billigen Pfeilern.

b. **Stützträger und Hängeträger.** Bei den Stützträgern werden in der Regel, wenn mehrere Öffnungen aufeinander folgen, diese gesondert überbaut, die Pfeiler häufig zwischen den Einzelträgern heraufgeführt und im übrigen so angeordnet, dafs sie dem einseitigen Drucke bei verschiedener Belastung der anschliefsenden Öffnungen widerstehen können. Es ist indessen nicht ausgeschlossen, die Konstruktionen über den Zwischenpfeilern kontinuierlich durchzuführen und geeigneten Falles auf dieselben fest oder auch durch Vermittelung von nur vertikale Drücke auf den Pfeiler übertragenden Rollenschuhen aufzulagern. Hierdurch entstehen den kontinuierlichen Balkenträgern und den Trägern mit freiliegenden Stützpunkten analoge Anordnungen der Stützträger über mehrere Öffnungen, je nachdem die Träger über eine Reihe von Öffnungen ununterbrochen durchgehen, oder innerhalb einzelner Öffnungen Zwischengelenke angeordnet sind.

Bei den **schlaffen Hängeträgern** erfahren diejenigen mit mehreren Öffnungen, bei welchen die Ketten oder Kabel verschieblich über die Zwischenpfeiler geführt oder daselbst an Rollstühlen befestigt sind, bei einseitigen Belastungen sehr beträchtliche Formänderungen. Es ist daher unter Umständen erforderlich, die Bewegung einzugrenzen und die Stabilität der Zwischenpfeiler in Anspruch zu nehmen. Im allgemeinen ist indessen das System der Hängeträger für die Anordnung gröfserer Weiten mit Beschränkung der Anzahl der Öffnungen besonders geeignet. Sehr häufig findet sich daher die in Fig. 11 *b* (S. 86) dargestellte Anordnung einer mittleren und zweier halb so grofsen Seitenöffnungen. Hierbei ist es möglich vollkommen versteifte Systeme ohne besondere Schwierigkeiten zu verwenden, insbesondere kann eine statisch bestimmte Anordnung zur Ausführung gebracht werden, bei welcher auf den Pfeilern eine nur vertikale Belastung stattfindet, während in der Mitte der Hauptöffnung ein drittes Gelenk vorhanden ist. Die Überbauten der beiden Seitenöffnungen wirken dann als Rückhaltekonstruktionen für eine jede in der Mittelöffnung eintretende, dagegen als Balkenträger für eine auf ihnen selbst befindliche Belastung.

3. **Die Konstruktionssysteme beweglicher Brücken.**

Bei den beweglichen Brücken ist aus naheliegenden Gründen der Balkenträger weitaus vorwaltend. Eine Verstärkung desselben durch eine gewisse Art von Aufhängung und eine Absteifung durch stützende und für sich bewegliche Konstruktionsteile kommt mitunter vor. Der Schwerpunkt der Konstruktion beweglicher Brücken liegt in der Art und Weise, wie die Träger beweglich gemacht werden. Man kann denselben entweder eine fortschreitende oder eine Drehbewegung erteilen. Die fortschreitende Bewegung kann entweder in horizontaler oder in vertikaler Richtung stattfinden und man unterscheidet dementsprechend Roll- und Hubbrücken. Ebenso kann bei drehender Bewegung die Drehachse horizontal oder vertikal liegen. Bei Zug- und bei Klappbrücken ist das erstere, bei Dreh- und bei Krahnbrücken das letztere der Fall.

Um auf die beweglichen Brücken nicht noch einmal zurückkommen zu müssen, sei gleich hier bemerkt, dafs dieselben im Interesse des Verkehrs thunlichst zu vermeiden sind. Sie hindern den Wasserverkehr nicht weniger, wie den Eisenbahn- bezw. Strafsenverkehr und bergen als Eisenbahnbrücken stets eine gewisse Gefahr in sich, welche allerdings durch Signalvorrichtungen und andere geeignete Mittel erfolgreich bekämpft werden kann. Wo es ohne allzugrofse Kosten und ohne allzugrofse Erschwerung des Landverkehrs möglich ist, die Brückenbahn so hoch zu heben, wie die Herstellung eines festen Überbaues erfordert, sollte dies geschehen, selbst wenn der Schiffahrt gewisse Unannehmlichkeiten durch Niederlegen oder Ausheben der Maste u. s. w. erwachsen.

Das vorhin Gesagte gilt nicht von jenen beweglichen Brücken oder Brückenteilen, welche hergestellt werden, um für die Zwecke der Landesverteidigung den Landverkehr zeitweilig zu unterbrechen, denn in diesem Falle wird von der Beweglichkeit des Überbaues nur ausnahmsweise Gebrauch gemacht. Die Öffnungen mit beweglichem Überbau pflegen sich alsdann auch nicht oberhalb des Thalweges, sondern an den Enden der Brücke zu befinden.

§ 16. Wahl des Konstruktionssystems und des Materials für den Überbau. Abgesehen von den oft sehr schwer wiegenden Rücksichten auf die äufsere Gestaltung des Bauwerkes (vergl. Kap. VI) wird die Wahl des Konstruktionssystems für den Überbau beeinflufst durch die Art des Verkehrs, durch die Gestaltung und Beschaffenheit des Terrains, durch die Lage und Form des Profils des lichten Raumes und durch die Eigenschaften des verwendeten Materials. In betreff der drei zuerst genannten Punkte genügen kurze Bemerkungen.

Die Art des Verkehrs schliefst für Eisenbahnbrücken die aufgehängten Träger in der Regel aus, sodafs für jene nur Balken- und gestützte Träger ernstlich in Frage zu kommen pflegen. Namentlich die Hängebrücken mit schlaffen Trägern entbehren derjenigen Steifigkeit, welche bei mit Lokomotiven befahrenen Eisenbahnbrücken verlangt werden mufs. Bei einer Eisenbahn-Hängebrücke über den Donau-Kanal in Wien ist der Überbau nach nicht langem Bestehen durch eine andere Konstruktion ersetzt. Die berühmte Niagara-Hängebrücke ist Strafsenbrücke und Eisenbahnbrücke zugleich, dieselbe hat ein zusammengesetztes Trägersystem.

Die Gestaltung und die Beschaffenheit des Terrains kommt wesentlich dann in Betracht, wenn es sich um die Überbrückung von Einschnitten und Schluchten handelt, deren Lehnen felsig oder sehr fest sind. In diesem Falle weist das Vorhandensein natürlicher Widerlager auf die Anwendung einer Stützbrücke hin, vergl. F. 3, T. II. In einzelnen Fällen ist bei einer derartigen Beschaffenheit des Terrains auch eine Hängebrücke am Platze. Die Kabel des Drahtstegs bei Passau sind beispielsweise an der einen Seite im gewachsenen Felsen verankert.

Wenn die Lage des Profils des lichten Raumes eine beschränkte Konstruktionshöhe mit sich bringt, so weist dies oft auf die Anwendung einer Balken- oder einer Hängebrücke hin und zwar bei Balkenbrücken auf Träger mit gerader unterer Gurtung. Aber auch die Form der Scheitellinie des Profils des lichten Raumes, also die Gestaltung des Konstruktionsfeldes, ist zu berücksichtigen. Durch die seitliche Absenkung, welche die erstere sehr oft zeigt (vergl. S. 41), kann eine Stützbrücke angezeigt werden.

Von durchgreifendem Einflufs auf die Wahl des Konstruktionssystems ist das für den Überbau ausersehene Material. Hierüber sei zunächst bemerkt, dafs in den Trägern der Balkenbrücken das Material auf Zug und Druck, also auf Eigenschaften in Anspruch genommen wird, welche in höherem Grade nur Schweifseisen, Stahl und Holz entwickeln, dieselben werden deshalb bei gröfseren Spannweiten aus diesen Materialien, und nur bei ganz kleinen Spannweiten aus Steinplatten und gufseisernen Barren hergestellt. Als Konstruktionsmaterial der vorzugsweise auf Druck beanspruchten Träger der Stützbrücken eignet sich Holz, Stein, Gufseisen, Schweifseisen und Stahl, für die auf Zug beanspruchten Träger der Hängebrücken nur das Schweifseisen und der Stahl.

Gewöhnlich gehen also die Wahl des Konstruktionssystems und die Wahl des Materials Hand in Hand. Bei eingehenderen Untersuchungen hierüber empfiehlt es sich zuerst die ökonomische Seite der Frage zu studieren. Das Prinzip des einzuschlagenden Verfahrens, Ermittelung der bei verschiedenen miteinander konkurrierenden Anordnungen

entstehenden Jahreskosten, ist einfach; die Durchführung desselben trifft aber oft auf Schwierigkeiten. Die Vorprojekte (vergl. § 11) ermöglichen die annähernde Ermittelung der Baukosten, welche bei Zugrundelegung verschiedener Hauptmaterialien und Konstruktionssysteme entstehen, somit auch die Ermittelung der diesen Baukosten entsprechenden Jahreszinsen. Nach Ermittelung der Jahreszinsen hätte man die jährlichen Unterhaltungskosten und den einem ideellen Erneuerungsfonds jährlich zuzuweisenden Betrag zu bestimmen, was sich aber selten in zuverlässiger Weise bewerkstelligen läfst. Die gesamten Jahreskosten setzen sich bekanntlich aus den Zinsen des Baukapitals, den Unterhaltungs- und den Erneuerungskosten zusammen. In manchen Fällen müssen übrigens die Voranschläge nicht die Brücke allein, sondern auch die benachbarten Wegestrecken umfassen, weil mit dem Material des Überbaues nicht selten auch die Höhenlage der Brückenbahn wechselt, welche letztere auf die Kosten etwaiger Brückenrampen grofsen Einflufs hat.

Schon betreffs der Unterhaltungskosten der Brücken aus verschiedenem Material fehlen zur Zeit sichere Angaben, und in betreff der Erneuerungskosten ist dies in noch höherem Grade der Fall. Für erstere mögen zunächst die in dem Taschenbuch der Hütte gegebenen Notizen erwähnt werden, wonach bei gewölbten Brücken $1^1/_2$% und bei hölzernen Brücken $2^1/_2$% des Baukapitals als jährliche Unterhaltungskosten anzusetzen wären; die erstgenannte Zahl ist jedenfalls zu hoch. Genaues läfst sich schwer ermitteln, zumal da in der Statistik der Eisenbahnen erst seit Einführung der Reichsstatistik die steinernen von den eisernen Brücken einigermafsen getrennt werden. Eine vom Vereine deutscher Eisenbahnverwaltungen bezüglich der Unterhaltungskosten eiserner Brücken gestellte Frage hat nur zu dem Ergebnis geführt, dafs in einzelnen speciell beobachteten Fällen die jährlichen Unterhaltungskosten des Überbaues, einschliefslich Unterhaltung des Anstrichs, 0,2 bis 0,3 % und ohne jene Unterhaltung 0,05 % der Baukosten betragen haben, vergl. den 9. Supplementbd. d. Organs f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwesens, S. 92. — Im III. Kapitel werden unter „Unterhaltungskosten" noch einige einschlägige Angaben gemacht werden.

Auch für die Erneuerungskosten sind unanfechtbare Ansätze nicht zu beschaffen; das Taschenbuch der Hütte giebt für steinerne Brücken nur 75 Jahre durchschnittliche Dauer und $1^1/_3$% des Baukapitals als Erneuerungskosten, für hölzerne Brücken 25 Jahre Dauer und bezw. 4% an, wohingegen bei einem Vertrage zwischen Oldenburg und Bremen, welcher die Brücke über die grofse Weser in Bremen betrifft, für „Verschleifs" des steinernen Unterbaues $^1/_8$%, für denjenigen des eisernen Überbaues 0,5 % der Baukosten angenommen sind, vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1869, S. 215.[52]) Es fehlen hierzu allgemein giltige Angaben über die Dauer der Brücken. Dafs in der Regel hölzerne Brücken eine kürzere Dauer, als eiserne und letztere eine kürzere Dauer als steinerne haben, unterliegt wohl keinem Zweifel, alle hierüber vorhandenen Zahlenangaben aber müssen mit grofser Vorsicht gebraucht werden. Die Dauer der Brücken ist in so hohem Grade von der Beschaffenheit des Materials, von den Einzelheiten der Konstruktion, von der Sorgfalt bei der Unterhaltung u. s. w. abhängig, dafs es diesen Momenten gegenüber mitunter nicht durchschlagend ist, welches Material gewählt wurde. Insbesondere sind die Fälle keineswegs selten, in welchen hölzerne Brücken eine längere Dauer zeigen als eiserne. In der Schweiz giebt es hölzerne überdeckte Strafsenbrücken, welche im vergangenen Jahrhundert ausgeführt sind, in ziemlicher Anzahl und einige

[52]) Über die Art und Weise, wie die Erneuerungskosten genau genommen zu berechnen sind, vergl. von Kaven. Der Wegebau. Hannover 1870, S. 512.



derselben bestehen, ohne eine eigentliche Erneuerung erfahren zu haben, seit Jahrhunderten.[53]) Hölzerne Eisenbahnbrücken haben allerdings in der Regel nur eine kurze Dauer gezeigt, worauf weiter unten zurückzukommen sein wird. — Auf der anderen Seite haben manche eiserne Brücken, namentlich Drahtseil-Hängebrücken nur 25 bis 30 Jahre lang gedauert, worüber u. a. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 346 zu vergleichen ist. Man darf jedoch aus den betreffenden in Frankreich gemachten Erfahrungen nicht etwa schliefsen, dafs alle derartigen Brücken von kurzer Dauer wären, beispielsweise hat die Niagara-Hängebrücke nach 22jährigem Bestehen und Vornahme einer gründlichen Reparatur eine ungeschwächte Tragkraft gezeigt.

Das neueste, was über die Dauer der eisernen Brücken ermittelt ist, enthält der oben bezeichnete Supplementband des „Organs“, S. 90. Aus dieser Mitteilung ist zu entnehmen, dafs die in Deutschland ausgeführten Eisenbrücken auch nach 30 bis 40-jährigem Bestehen im allgemeinen noch gut erhalten und dafs die stattgehabten Erneuerungen nicht etwa infolge Abgängigwerdens des Materials erforderlich geworden sind. — Dafs man bei steinernen Brücken, sorgfältige Ausführung und Unterhaltung vorausgesetzt, auf eine Dauer von Jahrhunderten rechnen kann, ist bekannt.

Man wird nun beim Studium gröfserer Projekte die besprochene Abschätzung der Jahreskosten, namentlich aber eine annähernde Ermittelung der Baukosten für verschiedene Materialien nicht unterlassen, aber diese Rechnungen werden in der Regel nicht ausschlaggebend sein, zumal es nicht an sonstigen Erwägungen fehlt, welche bei der Wahl des Materials sehr ins Gewicht fallen. Von diesen soll im Nachstehenden eine Übersicht gegeben werden.

Zunächst sind einige Fälle namhaft zu machen, in welchen die Wahl des Materials leicht und rasch zu geschehen pflegt. Die Einheitspreise der Baumaterialien sind wesentlich von den Transportkosten beeinflufst, in der Nähe befindliche verdienen daher von vornherein den Vorzug vor weit zu transportierenden. Wenn dies auch in früherer Zeit mehr in die Wagschale fiel, als in unserer mit vervollkommneten Verkehrsmitteln arbeitenden Zeit, so ist es doch heute noch von Wichtigkeit. Beispielsweise kommt bei Eisenbahnbauten der Fall nicht selten vor, dafs Einschnitte brauchbare Bausteine liefern, sodafs in ihrer Nähe nur die steinerne Brücke am Platze ist. Dagegen ist die Wahl des Holzes angezeigt, wenn in Forsten und seitens der Forstverwaltung Brücken herzustellen sind u. s. w. — Es kommen aber auch Fälle vor, in welchen die Wahl des Materials trotz eines weiten Transports, wenn derselbe — wie z. B. der Wassertransport zur See — nicht mit allzu grofsen Kosten verbunden ist, leicht erfolgt. Eiserne Brücken sind vor allen anderen transportabel, man findet deshalb, dafs dieselben in Kolonien, welche einer eigenen Industrie entbehren, fast ausschliefslich angewendet werden, namentlich dann, wenn klimatische Verhältnisse die Anwendung des Holzes von vornherein ausschliefsen.

Ferner ist zu beachten, dafs eine sehr beschränkte Konstruktionshöhe fast mit Notwendigkeit auf Eisen hinweist. Bei kleinen Eisenbahnbrücken läfst sich mit Hilfe des Eisens der Abstand zwischen Schiene und Trägerunterkante (beispielsweise durch Anwendung sogenannter Zwillingsträger) bis auf einige Zehntel Meter einschränken, während das entsprechende Mafs bei einem steinernen Überbau etwa 1 m beträgt, vergl. auch

[53]) Die Brücke über den Martinstobel zwischen St. Gallen und Heiden ist 1468 erbaut, mehrmals repariert, aber erst im J. 1877 durch eine eiserne ersetzt. Die Brücke über die Melchoa, 1689 erbaut, besteht noch. Man vergleiche Bavier. Strafsen der Schweiz. S. 34 u. 39.



Deutsches Bauhandb. III, S. 338. Eine unbeschränkte Konstruktionshöhe dagegen läfst nicht selten die Steinkonstruktion bevorzugen, namentlich dann, wenn das Bauwerk mit einer Überschüttung versehen werden mufs. Auch die Weiten der zu überspannenden Öffnungen sind oft für die Wahl des Materials ohne weiteres entscheidend und man ist auf das Eisen unbedingt angewiesen, wenn sehr grofse Spannweiten unvermeidlich, nicht minder dann, wenn feste Gerüste unausführbar sind. Bei beweglichen Brücken kommt selbstverständlich nur Eisen oder Holz in Frage, wohingegen Stein ganz und Eisen nahezu ausgeschlossen erscheinen, wenn es sich darum handelt, Brücken zu vorübergehender Benutzung herzustellen. Für alle derartigen Brücken, insbesondere auch für die im Kriege bei rascher Wiederherstellung unterbrochener Verkehrswege auszuführenden, ist Holz das zuerst in Betracht zu ziehende Material.

Wenn aber die drei Materialien, Holz, Stein und Eisen zur Wahl stehen, so wird es sich empfehlen, zuerst zu untersuchen, ob Holz mit den beiden anderen im gegebenen Falle ernstlich konkurrieren kann. Diese Frage beantwortet sich verschieden, je nachdem es sich um Strafsen- oder um Eisenbahnbrücken handelt. Es steht fest, dafs hölzerne Eisenbahnbrücken in der Regel eine sehr beschränkte Dauer gezeigt haben, was sich zum Teil daraus erklärt, dafs man bei ihnen die Hauptbalken u. s. w. gegen Fäulnis kaum schützen kann, zum Teil aber auch wohl daraus, dafs mit der Hast früherer Eisenbahnbauten jene peinliche Sorgfalt nicht vereinbar war, mit welcher dauerhafte Holzkonstruktionen behandelt sein wollen. Ferner ist bei hölzernen Eisenbahnbrücken Zerstörung durch Brand wiederholt vorgekommen und zwar mitunter in ganz unerwarteter Weise und unter eigentümlichen Umständen.[54]) Drittens ist zu beachten, dafs der Einsturz einer Eisenbahnbrücke von sehr ernsten Folgen begleitet zu sein pflegt. Diese drei Punkte wiegen um so schwerer, je bedeutender das Bauwerk und je frequenter die Bahn ist, sie treten schon bei Brücken für Nebenbahnen einigermafsen in den Hintergrund, noch mehr aber bei Strafsenbrücken, deren Reparatur auch weniger störend ist, als die Reparatur einer Eisenbahnbrücke; man sollte also bei jenen den Holzbau nicht so vernachlässigen, wie es mitunter geschieht. In betreff der Eisenbahnbrücken kann man die bezüglichen Sätze der technischen Vereinbarungen zur Richtschnur nehmen, welche für Haupteisenbahnen folgendermafsen lauten:

„Für Brücken ist eine solide Wölbung von guten Steinen oder Ziegeln jeder Konstruktion von anderem Material vorzuziehen, wenn nicht besondere Gründe die Wahl einer Eisenkonstruktion vorteilhafter erscheinen lassen.“

„Hölzerne Brücken sollen nur ausnahmsweise ausgeführt werden.“

„Bei Brücken aus Eisen oder Stahl sollen die tragenden Teile der Brückenbahn aus gewalztem oder geschmiedetem Material bestehen.“

Für sekundäre Bahnen (Nebenbahnen) ist Folgendes vereinbart:

„Brücken aus Holz sind zulässig.“

„Bei Metallbrücken darf Gufseisen blofs zur Herstellung der auf Druck in Anspruch genommenen Teile verwendet werden.“

Für die Brücken der Nebenbahnen gewährt die Anwendung von Holz u. a. auch den Vorteil, dafs man, wie in Amerika in geeigneten Fällen gebräuchlich und auch bei uns — namentlich von Pressel — empfohlen ist, die hölzernen Brücken leicht so anordnen kann, dafs sie sich durch eiserne oder steinerne ohne Störung des Betriebes

[54]) Man vergl., obwohl die betreffende Brücke eine Strafsenbrücke mit hölzernem Fahrbahnbelag war, Brand der Drahtseil-Hängebrücke über den Alleghany bei Pittsburg. Deutsche Bauz. 1881, S. 330 u. 380; ferner Notizbl. f. Riga 1870, S. 11 (Brand der Msta-Brücke).

ersetzen lassen. Hiervon wird im IV. Kapitel ausführlicher die Rede sein, auch werden daselbst Nachweise über die Ersparnisse gegeben werden, welche das angegebene Verfahren mit sich bringt.

Wenn nun, was häufig der Fall ist, Stein und Eisen auf die enge Wahl kommen, so kann man die Aufstellung von Vorprojekten nebst den zugehörigen Veranschlagungen in der Regel nicht umgeben. Man darf nur bei bedeutenden Spannweiten, nicht aber bei Spannweiten von mittlerer Gröfse von vornherein annehmen, dafs ein eiserner Überbau billiger sei, als ein solcher von Stein. Aus den Baukosten ausgeführter Brücken lassen sich zutreffende Schlüsse auf die Kosten projektierter Bauwerke nur selten ziehen, weil auf die Kosten der Eisenkonstruktionen das starke Schwanken der Eisenpreise und auf die Kosten der Steinbrücken die Art des Mauerwerks und auch die Materialpreise grofsen Einflufs haben.[55]) Man erhält durch jene Vorprojekte einen Anhaltspunkt über die ökonomischen Vorteile, welche die Wahl des einen oder des anderen Materials mit sich bringt, hat aber aufser der bereits besprochenen gröfseren Dauer steinerner Brücken Folgendes zu berücksichtigen:

1. Die eisernen Brücken gestatten, wie bereits erwähnt, gröfsere Weiten der Öffnungen, verlangen also eine geringere Zahl von Pfeilern, als die steinernen. Dies ist namentlich dann von Belang, wenn es sich um Wasserläufe mit ansehnlichem Schiffsverkehr handelt.

2. Konstruktionsschwierigkeiten jeder Art, sie mögen nun aus einem schiefen Schnitt der Achsen, aus einer gekrümmten Lage der Brückenbahn oder aus irgend welchem anderen Grunde entspringen, lassen sich mit Hilfe des Eisens leichter überwinden, als bei Steinkonstruktionen. Auch eine nachträgliche Erbreiterung, z. B. bei Herstellung eines zweiten Gleises, läfst sich bei eisernen Brücken leichter ausführen als bei steinernen.

Es sei hier bemerkt, dafs sehr spitze Schnittwinkel der Achsen die Verwendung von Gewölben geradezu ausschliefsen. Die Grenzen dieser Winkel können bei gewölbten Brücken mit konstantem Fugenwinkel bei einem Pfeilverhältnis von $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{2}$ des kreissegmentförmigen Stirnbogens zu beziehungsweise 30° und 70°, bei hölzernen und eisernen Brücken zu bezw. 25° und 20° angenommen werden. 25°/o ist der Schnittwinkel des in der Linie Paris-St. Germain erbauten schiefen hölzernen Viadukts von St. Germain, 20° kommt vor bei der in der französischen Westbahn über die Strafse von Paris nach Argenteuil führenden schiefen Blechbrücke von Clichy. (Vergl. Molinos et Pronnier. Traité théorique et pratique de la construction des ponts metalliques. Paris 1857.)

3. Eiserne Brücken lassen sich in der Regel rascher herstellen, als steinerne, weil die Pfeiler und der Überbau gleichzeitig angefertigt werden können und das Aufstellen eines eisernen Überbaues bei Wahl einer geeigneten Konstruktion weniger Zeit erfordert, als das Ausführen und Ausrüsten eines Gewölbes.

Dagegen sind als Vorteile des Massivbaues anzuführen:

1. dafs die steinerne Brücke nicht allein auf die Dauer mehr Sicherheit gewährt, als die eiserne, sondern der letzteren, wenn es sich um Eisenbahnen handelt, auch darin überlegen ist, dafs etwaige Entgleisungen weniger nachteilige Folgen haben,

2. dafs die Fahrbahnkonstruktionen auf der Brücke unverändert bleiben,

---

[55]) Über die auf 1 qm Grundfläche, bezw. auf 1 m der Länge reduzierten Kosten steinerner und eiserner Brücken vergleiche Rziha. Eisenbahn-Unter- und Oberbau. 2. Band (Wien 1877), S. 275, 278 u. 303. — Ferner ist zu beachten: G. Meyer. Vergleich der Baukosten eiserner und massiver Brücken. Deutsche Bauz. 1874, S. 374. (Nach dem Ergebnisse dieser allgemein gehaltenen Untersuchung wären in Norddeutschland steinerne Brücken bereits bei etwa 30 m Spannweite teuerer, als eiserne.)



3. dafs kleine Wasserläufe sich ohne weiteres über die Brücke führen lassen,

4. dafs eine künstlerische Behandlung erfolgreicher ist, als bei eisernen,

5. dafs das störende Geräusch nahezu wegfällt, welches sich bei eisernen Eisenbahnbrücken bemerklich macht.

Die zuletzt genannten beiden Punkte fallen namentlich bei Ausführungen inmitten verkehrsreicher Städte ins Gewicht.

Im allgemeinen ist in neuerer Zeit das Bestreben unverkennbar, die Anwendung des Eisens mehr als früher und auf diejenigen Bauwerke zu beschränken, bei welchen unabweisliche Gründe für die Wahl desselben sprechen, in Übereinstimmung mit den auf S. 92 angeführten Sätzen der technischen Vereinbarungen.

Wenn die Entscheidung wegen des zum Überbau der Hauptöffnungen einer Brücke zu verwendenden Materials zu Gunsten des Eisens ausgefallen ist, so bleibt, falls Nebenöffnungen vorhanden sind, noch zu untersuchen, ob etwa für diese der Stein den Vorzug verdient und es ist eine Einfügung überwölbter Öffnungen zwischen die Erdkörper und die mit Eisenkonstruktionen überspannten Öffnungen in zahlreichen Fällen zu empfehlen. Ferner entstehen im gedachten Falle weitere Fragen bezüglich des Konstruktionssystems und der zu verwendenden Eisensorte. Indem hier nur erwähnt werden soll, dafs bei der Wahl der Trägerform Rücksichten auf die äufsere Erscheinung häufig Einflufs haben, worin im VI. Kapitel weiter die Rede sein wird, mag wegen aller anderen Punkte, welche die eisernen Brücken als solche betreffen, auf die zweite Abteilung dieses Bandes verwiesen werden.

Unter Bezugnahme auf Tafel II ist nunmehr das im vorstehenden Gesagte durch einige Beispiele zu erläutern. Dieselben bringen auch einiges, was auf die Gröfse und Zahl der Brückenöffnungen (vergl. § 12) Bezug hat, wohingegen die am Schlusse des bezeichneten Paragraphen gegebenen Beispiele Ergänzungen bezüglich der Wahl des Konstruktionssystems und des Materials enthalten. — Die in den Figuren 1, 3 und 8 bis 10, T. II dargestellten Vorprojekte haben das gemeinsam, dafs in den betreffenden Fällen gewölbte Brücken mit eisernen Balkenbrücken konkurrierten, man hat jedoch die Balkenbrücke nur für den Frieda-Viadukt (F. 8 bis 10) gewählt. Im einzelnen ist Folgendes zu bemerken [56]):

Zu F. 1. Die Oker ist in ihrem oberen Laufe ein Gebirgsflufs des Harzes, das Hochwasser derselben hat eine grofse Geschwindigkeit, es war deshalb angezeigt zu untersuchen, ob eine Brücke mit einer Öffnung wesentlich teuerer sein würde, als eine solche mit mehreren Öffnungen. Bei letzteren war eine Sicherung der Flufssohle (vergl. F. 1[d]) notwendig, bei einer Brücke mit einer Öffnung nicht. Aufser den in F. 1[a] bis 1[d] dargestellten Vorprojekten wurde auch noch ein solches für eine eiserne Bogenbrücke bearbeitet, welches sich jedoch als das teuerste herausstellte. Die Baukosten wurden ermittelt, wie folgt:

für eine überwölbte Öffnung (F. 1[a]) zu	88 500	M.
„ drei überwölbte Öffnungen (F. 1[b]) zu	90 600	„
„ eine mit eisernen Balkenträgern überspannte Öffnung (F. 1[c]) zu	80 700	„
„ zwei überwölbte Öffnungen (F. 1[d]) zu	81 600	„

Es waren somit die Baukosten für die beiden zuletzt genannten Vorprojekte nicht wesentlich verschieden, brauchbares Steinmaterial war in der Nähe, ausreichende Bauzeit vorhanden, man entschied sich deshalb für die Herstellung einer gewölbten Brücke mit zwei Öffnungen.

Zu F. 3. Bei Projektierung der Brücke über den Schmied-Tobel und anderer ähnlich belegenen Brücken der Arlberg-Bahn wurden Gewölbe und ein eiserner Überbau miteinander verglichen. Für das

[56]) Man vergl. Bolenius. Der Bau der Oker-Brücke bei Oker in der Eisenbahn Vienenburg-Goslar. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1866, S. 203. — Trace und Unterbau der Arlberg-Bahn. Centralbl. der Bauverw. 1882, S. 154 und Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1882, S. 1. — Lehwald. Die gröfseren Kunstbauten auf der Eisenbahnstrecke Nordhausen-Wetzlar, insbesondere Viadukt über das Frieda-Thal bei Frieda. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 441. — Ferner Krone. Umbau einer Chausseebrücke über die Kyll. Deutsche Bauz. 1874, S. 349 und Sveistrup. Schiefe Unterführung der Schleswiger Chaussee über die Kiel-Flensburger Bahn bei Eckernförde. Deutsche Bauz. 1883, S. 152.

Mauerwerk der ersteren nahm man unbearbeitete Bruchsteine, wie sie in der Nähe der Verwendungsstellen vorkommen und hydraulischen Mörtel an. Bei dem dargestellten Bauwerke stellten sich für 3210 qm „überbrückter Thalfläche“ die Kosten für 1 qm unter Annahme eines Gewölbes auf 44,8 M., unter Annahme eines eisernen Überbaues auf 48,6 M. Ein ähnliches Ergebnis lieferten die Untersuchungen über die Wäldlitobel-Brücke, von welcher im III. Kapitel die Rede sein wird. Dagegen mufste bei dem Trisana-Viadukt, für welchem eine Öffnung von mehr als 100 m Spannweite angezeigt war, auf die Anwendung von Gewölben verzichtet werden. Bei diesem hätte ein ganz aus Stein hergestelltes Bauwerk 116 M. f. d. qm „überbrückter Thalfläche“ gekostet, wohingegen eine Überbrückung mit 115 m weit gespanntem Halbparallel-Träger zu 46,4 M. und eine mit 120 m weite eiserne Bogenbrücke zu 49,2 M. für 1 qm veranschlagt wurde. Die überbrückte Thalfläche des Trisana-Viadukts mifst 10890 qm.

Zu F. 8 bis 10. Bei den in bezeichneten Figuren dargestellten Vorprojekten handelte es sich um die Überbrückung des Frieda-Flusses, wozu 16 m, um die Unterführung der Chaussee Eschwege-Heiligenstadt, wozu 10 m, und um diejenige eines Feldwegs, wozu 6 m Lichtweite erforderlich waren, und es wurden zwei Vorprojekte für gewölbte und zwei Projekte für eiserne Brücken bearbeitet. Beim Vorprojekte F. 8[b] liefs man die Chaussee in ihrer Lage (vergl. F. 10) und nahm für Feldweg und Flufs ein Bauwerk an. Das Vorprojekt F. 8[a] zeigt drei überwölbte Öffnungen, von welchen jedoch die für den Feldweg bei Durchführung einer symmetrischen Anordnung unnötig weit geworden sein würde. Das Vorprojekt F. 8[c] zeigt eine mit einem eisernen Fischbauchträger überspannte Öffnung. Dasselbe stellte sich als das weitaus billigste heraus und wurde zur Ausführung bestimmt. In den Endpfeilern hatte man sehr geräumige überwölbte Aussparungen angenommen. Nachdem jedoch die zur Verfügung stehenden Steine als zur Durchführung der für die Endpfeiler angenommenen Konstruktion nicht widerstandsfähig genug befunden waren, entschied man sich nachträglich für den Entwurf F. 9.

§ 17. Die Mittelpfeiler. — Das Wort „Pfeiler“ kommt genau genommen nur den aus Stein hergestellten Unterstützungen des Überbaues zu, es ist aber im Laufe der Zeit auch auf die Unterstützungen aus Eisen und selbst auf solche aus Holz übergegangen. Man unterscheidet bekanntlich Endpfeiler und Mittelpfeiler, zunächst soll von letzteren die Rede sein.

Die Pfeiler nehmen die vom Überbau ausgehenden Kräfte auf, sie sind auch sonst noch, z. B. durch den Wind, beansprucht und übertragen die Resultierenden sämtlicher auf sie einwirkenden äufseren Kräfte auf den Untergrund. Bei den Mittelpfeilern kommen hauptsächlich Vertikalkräfte in Betracht, es darf jedoch nicht übersehen werden, dafs aufser diesen auch Horizontalkräfte auftreten, in teils paralleler, teils normaler Richtung zur Brückenachse. Die parallel zur Brückenachse gerichteten Horizontalkräfte sind namentlich bei Stütz- und bei Hängebrücken von Belang, sie heben sich zwar bei totaler Last in der Regel gegenseitig auf, dagegen sind die Belastungen einzelner Öffnungen häufig für die Stärkebestimmung mafsgebend. Aber auch die Mittelpfeiler eiserner Balkenbrücken, namentlich solcher mit kontinuierlichen Trägern, sind derartigen Kräften ausgesetzt, welche in diesem Falle u. a. durch die bei Temperaturschwankungen eintretenden Ausdehnungen und Zusammenziehungen des Überbaues hervorgerufen werden. Horizontale, normal zur Brückenachse gerichtete Kräfte entstehen hauptsächlich durch Wind, durch die Angriffe des strömenden Wassers, des Eises u. s. w., beim Befahren von Eisenbahnbrücken mit gekrümmter Achse auch durch die Centrifugalkraft. Wenn man sich nun den Wechsel in der Lage der Stützlinien vergegenwärtigt, welchen die geschilderten Einrichtungen mit sich bringen, so ergiebt sich, dafs als Kernform der Mittelpfeiler eine vierseitige abgestumpfte Pyramide am Platze ist. — Eine Ausnahme machen die Hauptpfeiler der beweglichen Brücken; bei Drehbrücken ist beispielsweise der Cylinder die aus naheliegenden Gründen sich ergebende Kernform.

Über die verschiedenen Arten der Pfeiler und über ihre Benennungen ist Folgendes zu bemerken. Der am meisten in die Augen springende Unterschied ergiebt sich

aus dem verwendeten Material (Stein, Holz und Eisen) und es sind die steinernen Pfeiler in der Regel massiv, hölzerne und eiserne aber gegliedert. Übrigens ist bei dem steinernen Pfeiler die Anwendung von Hohlräumen und Durchbrechungen keineswegs ausgeschlossen; auch eine Auflösung desselben in zwei getrennte Mauerkörper kommt vor. Bei langen und namentlich bei hohen Brücken mit steinernen Pfeilern ordnet man, wie im folgenden Kapitel eingehender besprochen werden wird, zwischen zwei Gruppen vergleichsweise schwacher wohl einen stärkeren Pfeiler an und nennt alsdann den letzteren einen Gruppenpfeiler oder Hauptpfeiler, die ersteren aber Zwischenpfeiler. Pfeiler, welche einerseits Stützträger, andererseits Balkenträger aufnehmen, nennt man Widerlagspfeiler.

Von den hölzernen und eisernen Pfeilern sollen hier nur die drei Hauptarten, Einzelstützen, Wand- und Turmpfeiler namhaft gemacht werden. Einzelstützen werden ausschliefslich aus Eisen hergestellt, bald als Säulen, bald als Röhren. Wenn man eine Gruppe von Einzelstützen mit Querverbänden versieht, so erhält man den Wandpfeiler. Man konstruiert den Wandpfeiler aus Eisen oder aus Holz, und nennt ihn in der Regel Joch, mitunter auch Bock. Eiserne Einzelstützen und Joche können fest oder (in beschränkter Weise) beweglich angeordnet werden. Im letzteren Falle befinden sich zwischen Fundament und Pfeilerkörper sowohl, wie zwischen Pfeilerkopf und Überbau scharnierartige Vorrichtungen: es entsteht der Pendelpfeiler. Man befreit hierdurch den Pfeiler von den Biegungsspannungen, welche bei fester Konstruktion durch die oben erwähnten, durch die Temperaturveränderungen bedingten Horizontalkräfte hervorgerufen werden.

Eiserne, seltener hölzerne Pfeiler werden bei gröfseren Höhen durch Anwendung von zwei oder mehr Wänden gebildet und es entstehen alsdann die Turmpfeiler. Dieselben zeigen in der Regel geneigte Hauptstützen mit horizontalen und schrägliegenden Verbandteilen und werden dementsprechend auch wohl Fachwerkspfeiler genannt.

Wenn hohe eiserne oder hölzerne Wandpfeiler, welche in mäfsigen Abständen stehen, untereinander Längenverbände erhalten, so entstehen die sog. Gerüstpfeiler *(trestle works)*. Die analoge Anordnung bei Steinkonstruktionen zeigt Spannbögen zwischen den einzelnen, alsdann wohl Etagenpfeiler genannten Pfeilern.

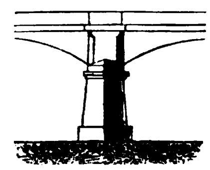
Auch die Terrain- und Wasserverhältnisse bedingen verschiedene Arten von Pfeilern. Man nennt diejenigen, welche dem Angriffe des Wassers stets ausgesetzt sind, Strompfeiler, diejenigen aber, welche entweder ganz im Trockenen stehen oder nur ausnahmsweise vom Wasser bespült werden, Landpfeiler. — Mitunter werden die Pfeiler auch nach dem betreffenden Gründungsverfahren als eingeschraubte, versenkte u. s. w. bezeichnet.

Bei dem einzelnen Pfeiler kann man in der Regel Kopf, Schaft und Fufs unterscheiden. Der Kopf bildet die Vermittelung zwischen Überbau und Pfeilerkörper, durch den Schaft wird die für den Überbau erforderliche Höhenlage erzielt, der Fufs bildet den Übergang vom Schaft zu dem tragenden Untergrunde und endigt auf demselben in dem Fundamente. Der Pfeilerschaft gestaltet sich im grofsen und ganzen gleichmäfsig, wenn er sich entweder ganz im Trocknen oder bei höheren Wasserständen ganz im Wasser befindet. Wenn dies jedoch nicht der Fall ist, zerfällt er entsprechend der Hochwasserlinie in zwei Teile, und zwar bei Steinkonstruktionen derart, dafs der untere Teil mit sog. Vorköpfen versehen wird, vergl. F. 1^b u. 1^d, T. II. Der Zweck der Vorköpfe ist bekannt. Man bringt dieselben in der Regel stromaufwärts und stromabwärts an. Bei Bauwerken zweiten Ranges, beispielsweise bei Brücken für Nebenbahnen, kann man

sich jedoch auf stromaufwärts liegende Vorköpfe beschränken. — Für die genannten Hauptteile der Pfeiler ist nicht selten verschiedenes Material am Platze. Man kann beispielsweise Steinpackung mit Erfolg verwenden, um den Fufs hölzerner Turmpfeiler widerstandsfähiger zu machen, man kann den eisernen Pfeilern einen Unterbau von Mauerwerk geben u. s. f.

Ein vierter, jedoch nicht immer vorhandener Hauptteil der Pfeiler ist der Pfeileraufsatz. Derselbe beginnt, je nach Umständen, bei der Scheide zwischen Pfeiler und Überbau oder bei der Brückenbahn. Im ersteren Falle lehnt er sich bei gewölbten Brücken an die Steinkonstruktion an, vergl. Fig. 13, während er sich bei eisernen Bogenbrücken zwischen den Überbau zweier benachbarten Öffnungen einschiebt. Der zweite Fall kommt namentlich bei Hängebrücken, aber auch bei einigen Formen eiserner Balkenträger (z. B. bei den Pauli'schen Trägern) vor und führt in der Regel zu einer thorartigen Bildung. Man vergleiche F. 5ᵃ, T. III. Die Pfeileraufsätze werden in der Regel aus Stein, seltener aus Eisen hergestellt.

Fig. 13.



Aus dem vorhin Gesagten ergeben sich die Anhaltspunkte zur Bestimmung der Höhenbegrenzung der Hauptteile der Pfeiler. Die Begrenzung der Pfeiler in der Tiefe ist von der Beschaffenheit des Baugrundes und der Art der Fundamentierung, vergl. den ersten Band dieses Werks, Kap. VII, abhängig. Unter Bezugnahme auf S. 31 dieses Kapitels mag nochmals hervorgehoben werden, dafs namentlich bei unregulierten Flüssen Veränderungen der Tiefenlage der Flufssohle häufig vorkommen, welche zu einer weit abwärts reichenden Fundamentierung der Pfeiler auffordern.

Die Breite und die Dicke der Pfeilerköpfe ergeben sich teils aus den Anforderungen des Überbaues, teils aus der Beanspruchung der Pfeiler, vergl. S. 95. Wenn es sich darum handelt, bei Vorprojekten die ganze Länge einer Brücke überschläglich zu ermitteln, so kann man bei steinernen Pfeilern gewölbter Brücken die Dicke am Kopfende etwa zu $^1/_{10}$ bis $^1/_8$ der Spannweite annehmen. Für die Pfeiler eiserner Balkenbrücken hat man verschiedene empirische Formeln gebildet, von welcher hier nur die von **Gustav Meyer** aufgestellte $b = 1{,}5 + \frac{1}{2000}\, l^2$ angeführt werden soll. In derselben bezeichnen b die Dicke am Kopfe und l die Spannweite, beides in Meter.[57]) Vom Kopfe ausgehend werden die Laibungen ausgebildeter steinerner Pfeiler und diejenigen der Turmpfeiler gewöhnlich durch Ebenen begrenzt, welche einen Anlauf (Anzug) von etwa $^1/_{20}$ haben. Aus den schmalen Seiten ist aber ein Anlauf von etwa $^1/_{10}$ bei Eisenkonstruktionen nichts seltenes. Ebene und geneigte Laibungsflächen sind gewöhnlich auch im unteren Teile des Schaftes vorhanden, bei welchem aber an den schmalen Seiten die Vorköpfe hinzuzutreten pflegen. Wandpfeiler haben in der Regel eine gleichmäfsige Dicke, ihre Breite nimmt aber nach unten hin erheblich zu. — Wenn man den Pfeiler für sich betrachtet, so kann man übrigens das, was hier Breite und Dicke genannt ist, auch bezw. Länge und Breite nennen.

Bei der **Wahl des Materials** für die Pfeiler gestalten sich die Erwägungen in manchen Punkten ähnlich den im § 16 angestellten. In den meisten Fällen wird man sich leicht für das eine oder das andere Material entscheiden. Steinerne Mittelpfeiler sind für gewölbte Brücken stets und für sonstige Stützbrücken in der Regel anzuwenden.

---

[57]) Man vergl. Deutsche Bauz. 1874, S. 375, ferner auch daselbst 1877, S. 145 und 258 (Formeln von **Becker** und **Fränkel**).

Selbst hölzerne Sprengwerkbrücken erhalten nur ausnahmsweise hölzerne Joche.[58]) Ferner bekommen, zum wenigsten in Deutschland, alle Strombrücken mit eisernem Überbau der Regel nach steinerne Pfeiler und andere Bauwerke von Bedeutung zum wenigsten einen steinernen Pfeilerfufs. — Hölzerne Joche dagegen sind bei provisorischen, namentlich auch bei den im Kriege rasch herzustellenden Balkenbrücken ganz an ihrem Platze und ferner dann, wenn eine Brücke mit dem geringsten Kostenaufwande hergestellt werden soll. — Auf Eisen ist man von vornherein angewiesen, wenn mit dem Raume gespart werden mufs; man findet beispielsweise die eisernen Träger über Durchfahrten mit mehreren Öffnungen fast ausnahmslos durch eiserne Säulen unterstützt.

Immerhin können unter Umständen Stein und Eisen auf die enge Wahl kommen, besonders wenn es sich um die Herstellung hoher Pfeiler handelt. Alsdann spricht für die Verwendung eiserner Pfeiler, dafs dieselben in der Regel billiger und rascher herzustellen sind, als steinerne, und ferner, dafs sie ein geringeres Gewicht haben, als jene und deshalb den Baugrund weniger belasten.[59]) Bei Bauwerken von mäfsiger Höhe sind es mitunter Rücksichten auf das Gründungsverfahren, welche auf das Eisen, z. B. in Gestalt sogenannter Schraubenpfähle, hinweisen. — Dagegen sind die Unterhaltungskosten der steinernen Pfeiler geringer, auch ihre Dauer gröfser. Dafs man in den in Rede stehenden Fällen nicht unterlassen wird, einen vergleichenden Kostenanschlag für beide Arten aufzustellen, ist selbstverständlich.

Unter den auf Tafel I bis III aufgenommenen Bauwerken haben nur die Fufsgängerbrücken für den Bahnhof Gotha und den Bahnhof Hannover (F. 5 u. F. 7, T. III) aus naheliegenden Gründen eiserne Pfeiler erhalten, alle übrigen Brücken sind mit Steinpfeilern versehen.

Es mag noch bemerkt werden, dafs man die Mittelpfeiler für die Zwecke der Veranschlagung und der Bauausführung mit Nummern zu versehen pflegt, während bei den Endpfeilern, der linken und der rechten Seite des Wasserlaufs entsprechend, der linksseitige und der rechtsseitige unterschieden wird.

§ 18. Endpfeiler, Flügel, Brückenrampen und Treppen. — Wie für die Mittelpfeiler sind auch für die Endpfeiler verschiedene Benennungen gebräuchlich. Man nennt dieselben wohl Widerlager, indem man einen den Endpfeilern der Stützbrücken zukommenden Namen auf alle überträgt, ferner kommen die Bezeichnungen Landpfeiler oder Landfesten vor, welche erstere zwar nicht sonderlich zu empfehlen, aber insofern begründet ist, als die Endpfeiler oft zugleich Landpfeiler sind, vergl. S. 96. Auch der Name Ortpfeiler wird mitunter gebraucht. Als ein Zubehör der Endpfeiler sind die Flügel (Brückenflügel) zu bezeichnen, es sollen aber auch die Rampen- und Treppenanlagen hier zur Besprechung gelangen. Zunächst ist aber zu bemerken, dafs nicht alle Brücken eigentliche Endpfeiler haben. Bei gewölbten steinernen Brücken ist es nicht selten zu empfehlen, die Gewölbekonstruktion über die lichte Öffnung der Brücke hinaus fortzusetzen und sie bis auf den gewachsenen Boden zu führen. Man sagt alsdann die Widerlager seien verloren oder unterdrückt. Zutreffender ist es, derartige Bauwerke als solche mit gewölbten Widerlagern zu bezeichnen. Die Nagoldbrücke, F. 2, T. II, ist in der angegebenen Weise behandelt.

---

[58]) Als Beispiel einer gröfseren Sprengwerksbrücke mit hölzernen Jochen sei die ältere Donaubrücke der Nordbahn bei Wien genannt, über eine Hängebrücke mit hölzernen Jochen vergl. Engng. 1881. Juni, S. 610.

[59]) Vergl. Centralbl. der Bauverw. 1882, S. 72 (Nidda-Viadukt bei Assenheim).



Die Beanspruchung der Endpfeiler unterscheidet sich von derjenigen der Mittelpfeiler hauptsächlich in dreierlei Hinsicht. Erstens tritt bei ihnen, wenn es sich um Stütz- und um Hängebrücken handelt, nicht ein teilweises gegenseitiges Aufheben der vom Überbau erzeugten Horizontalkräfte ein; Stützpfeiler und Ankerpfeiler haben vielmehr erhebliche, aber verschieden gerichtete Horizontalkräfte aufzunehmen. Zweitens ist zu beachten, dafs die Endpfeiler dem Erddruck und zwar oft in bedeutendem Mafse ausgesetzt sind und dafs die anschliefsenden Dämme namentlich solange ein energisches Bestreben haben, die Endpfeiler in Bewegung zu setzen, wie ihre Massen in sackender oder gar rutschender Bewegung sind. Dagegen sind drittens die Einwirkungen des Windes sowie die Angriffe des Wassers und des Eises bei den Endpfeilern in der Regel nicht derart, dafs dieselben bei der Berechnung berücksichtigt werden müfsten. Der Zweck der Endpfeiler besteht nun darin, die auf sie einwirkenden Kräfte aufzunehmen, sie mit Hilfe ihres Eigengewichts in zweckentsprechender Weise abzulenken und auf den gewachsenen Boden zu übertragen. Aufserdem haben sie in Verbindung mit den Flügeln den Übergang von dem Brückenkörper zu den angrenzenden Strecken der Verkehrswege herzustellen.

Zu den Endpfeilern wird fast immer Stein verwendet. Für Endpfeiler, welche ganz mit Erdreich umgeben sind, Eisen oder Holz zu benutzen oder diese Materialien zur Herstellung der Flügel zu verwenden, ist zwar nicht ausgeschlossen. Es ist aber nicht nötig auf diese vereinzelt vorkommenden Anordnungen hier einzugehen.[60])

Zunächst mögen die drei Arten der Endpfeiler, Tragpfeiler, Stützpfeiler und Ankerpfeiler, für sich, also ohne Rücksicht auf die Flügel u. s. w. kurz betrachtet werden. Als gemeinsame Kernform kann ein vierseitiges, oft schräg abgeschnittenes Prisma bezeichnet werden, unbeschadet des Umstandes, dafs die Laibungsfläche nur bei kleineren Bauwerken vertikal, bei gröfseren aber mit Anlauf angeordnet zu werden pflegt. Die Tragpfeiler, d. h. die Endpfeiler der Balkenbrücken, sind belastete Futtermauern und dementsprechend zu profilieren und zu berechnen. Auch wenn dieselben gröfstenteils von Erdmassen umgeben sind (vergl. F. 9, T. II), so ist doch auf den Gegendruck der Böschungskegel nicht viel zu rechnen, denn die Erfahrung zeigt, dafs bei derartigen Futtermauern von beschränkter Länge sehr leicht Verschiebungen eintreten. — Die Berechnung der Stützpfeiler wird im folgenden Kapitel eingehend besprochen werden, hier sei nur bemerkt, dafs man bei vorläufigen Abschätzungen und unter Voraussetzung einer mäfsigen Höhe die Dicken der Endpfeiler gewölbter Strombrücken bei Halbkreisbögen zu etwa $^1/_5$ und bei flachen Segmentbögen etwa zu $^1/_3$ der Spannweite annehmen kann. — Die Ankerpfeiler unterscheiden sich von den Stützpfeilern dadurch, dafs sie nicht, wie letztere, einen nach aufsen hin gerichteten Druck, sondern einen nach der Brückenöffnung hin gerichteten, durch den Erddruck noch verstärkten Zug erleiden und ferner dadurch, dafs sie mit Hohlräumen zur Verankerung der Kabel zu versehen sind. Ihre Dicken fallen sehr beträchtlich aus, beispielsweise hat der rechtsseitige Endpfeiler der 47,4 m weit gespannten Hängebrücke auf dem Bahnhofe Gotha (F. 5, T. III) in Schienenhöhe eine Dicke von 8,5 m.

An die Endpfeiler schliefsen sich oft, aber nicht immer Flügel an d. h. Mauerkörper, welche allein oder in Verbindung mit Böschungskegeln den Abschlufs der an die Brücke grenzenden Erdkörper bewirken, zugleich aber die Einführung der von der

[60]) Bohlwerksartige, aber unter Benutzung von Eisen konstruierte Flügel s. u. a. Henket. Waterbouwkunde. XIV. Afd. Bruggen. Pl. 11.

Brücke überspannten Wege und Wasserläufe in die Brückenöffnung vermitteln. Es sind drei Hauptanordnungen zu unterscheiden, je nachdem man

1. die Flügel und die Endpfeiler getrennt von einander ausbildet,
2. Flügel und Endpfeiler zu einem von Böschungskegeln begleiteten Ganzen verschmilzt, oder
3. die Endpfeiler ohne Flügel in Böschungskegeln stehend ausführt.

1. Endpfeiler mit Flügeln.

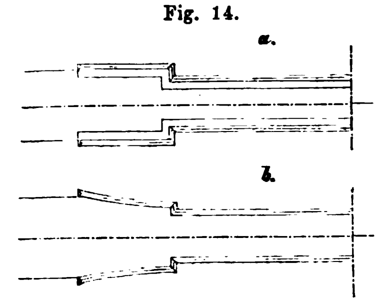
Gewöhnlich ist der Erdkörper, welcher sich an die Brücke anschliefst, ein in üblicher Weise profilierter Damm und es soll zunächst dieser Fall hier betrachtet und eine mäfsige Höhe des Bauwerks vorausgesetzt werden. Das Querprofil des Dammes ist trapezförmig, dasjenige des Endpfeilers im grofsen und ganzen rechteckig. Als die einfachste und billigste Anordnung für die Flügel ergeben sich bei geraden Brücken zwei Futtermauern, welche in der Ansicht (im wesentlichen) dreieckig gestaltet sind und deren Flucht in der Verlängerung der Laibungsfläche des Endpfeilers liegt. Diese Anordnung ist namentlich bei untergeordneten Bauwerken am Platze, sie hat für Brücken eingleisiger Bahnen den Vorteil, dafs man bei Herstellung eines zweiten Gleises das Mauerwerk eines Flügels zur Vergröfserung des Endpfeilers verwenden kann. Bei vollständiger ausgebildeten Bauwerken hat man Veranlassung die Flügel gegen die Laibungsfläche der Endpfeiler zurückzusetzen und sie (wenigstens zum Teil) im Grundrifs so anzuordnen, dafs sich zwischen der Flügelrichtung und der Querachse der Brücke spitze Winkel bilden, s. F. 2[b] u. F. 4, T. I. In beiden Fällen ist die Kernform der Flügel eine abgestumpfte, liegende dreiseitige Pyramide mit gebrochener oberer Kante. Bei schiefen Brücken ist es angezeigt, einen Flügel des Endpfeilers in der Flucht desselben oder parallel dazu, den zweiten aber normal zu der Längsachse des Bauwerks anzulegen.

Jenes Zurücksetzen der Flügel geschieht teils wegen eines besseren Aussehens, teils um von den Enden der Brückenträger nicht Luft und Licht abzusperren, teils auch deshalb, weil es angezeigt ist, die Flügel als Futtermauern mit einem kräftigen Anlaufe zu versehen, während die Laibungen der Endpfeiler bei kleinen Brücken keinen, bei gröfseren einen nur mäfsigen Anlauf haben. Bei Brücken mit mehreren Öffnungen setzt man die Flügel nicht selten soweit zurück, dafs zwischen ihnen und der Laibung der Endpfeiler ein halber Vorkopf Platz hat. — Die schräge Lage der Flügel ist bei Brücken über Wasserläufe durch die Rücksicht auf Vergröfserung des Hochwasser-Ausflufskoeffizienten, aufserdem mitunter dadurch motiviert, dafs sie einen Übergang von dem trapezförmigen Querprofile des Wasserlaufs zu der rechteckigen Form des benetzten Profils der Brücke ermöglicht. Bei Durchfahrten u. dergl. ergiebt sich jene schräge Lage und auch die Gröfse des Winkels zwischen dem Flügel und der Querachse der Brücke aus der Lage der unterführten Wege, vergl. die oberen Figuren auf Tafel I. Es folgt hieraus, dafs für die Flügel oft unsymmetrische Grundrifsanordnungen am Platze sind.

Die vorhin besprochenen Flügel werden Winkelflügel, insbesondere gerade Winkelflügel, genannt, dieselben sind bekanntlich bei kleinen und bei Bauwerken von mittlerer Gröfse sehr gebräuchlich. Wenn aber im Anschlufs an die Endpfeiler ein Übergang von der Brückenbahn zu dem breiteren Planum des angrenzenden Weges herzustellen ist (vergl. Fig. 14), wenn bei starker Querneigung des Terrains ein Winkelflügel zu lang ausfallen würde, wenn an den Enden der Brücke Wachthäuser zu erbauen sind (s. F. 1[c] u. 1[d], T. III) u. s. f., so kann es sich empfehlen, sog. Parallelflügel zu verwenden, und man gebraucht diesen Namen auch dann, wenn die Flügel nur im ganzen

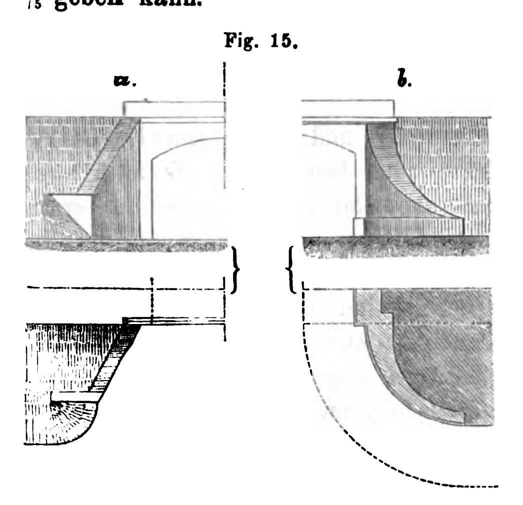
(s. Fig. 14 *b*) der Brückenachse parallel sind. In diesem Falle sind aber außer den Flügeln noch Böschungskegel herzustellen und das Ganze wird bei ansehnlicher Höhe sehr kostspielig, obwohl die Anwendung von Parallelflügeln unter Umständen eine Einschränkung der Dicken der Endpfeiler gestattet. Um die Kosten zu ermäßigen, werden die Böschungskegel in der Regel mit Steinbekleidung versehen, — für Kegelteile, welche im Bereiche des Wassers liegen, ist eine solche ja ohnehin erforderlich — denn mit der Steinbekleidung geht bekanntlich eine Vergrößerung des Böschungswinkels, demnach eine Einschränkung der Länge des Parallelflügels Hand in Hand. Man ersetzt auch wohl den unteren Teil des Böschungskegels durch eine mindestens bis zur Hochwasserlinie reichende, gewöhnlich aus Trockenmauerwerk hergestellte Futtermauer von gekrümmtem Grundriß, welcher man einen Anlauf von etwa $^1/_5$ geben kann.

Fig. 14.



Außer den soeben erörterten Hauptanordnungen der Flügel kommen noch mancherlei andere vor. Man kann beispielsweise bei Wegebrücken über Eisenbahneinschnitte mitunter Winkelflügel anwenden, deren Fundamente abgetreppt sind, man kann als ein Mittelding zwischen dem Winkelflügel und dem Parallelflügel den gebrochenen Flügel bilden, bei welchem sog. Flügelansätze und kleine Böschungskegel entstehen (s. Fig. 15 *a*), man kann ferner den Grundriß der Winkelflügel konvex (s. Fig. 15 *b*), — auch konkav — gestalten, ersteres ist beispielsweise am Platze, wenn bei Unterführungen städtischer Straßen auf gefällige Grundrißlinien der Fußwege Rücksicht zu nehmen ist, u. s. w. Es würde zu weit führen, alle derartige Formen an dieser Stelle eingehend zu besprechen.

Fig. 15.



2. Mit Parallelflügeln zu einem Ganzen verschmolzene Endpfeiler.

Die Herstellung von Parallelflügeln ist, wie bereits erwähnt, bei hohen Bauwerken sehr kostspielig und es trägt wesentlich zur Ersparung von Mauerwerk bei, wenn man die parallel zur Brückenachse laufenden Mauern durch eine oder mehrere Quermauern miteinander verbindet und außerdem dafür sorgt, daß sie vom Erddruck möglichst befreit werden. Die Hohlräume, welche zwischen den Längs- und Quermauern entstehen, werden überwölbt (s. F. 1^a u. 1^b, T. II), oder mit Steinen ausgepackt. Man kann auch Öffnungen anwenden, welche von einer Seite zur anderen durchgehen und erhält alsdann eine Anordnung, welche der nachstehend zu besprechenden nahe verwandt ist. In neuerer Zeit findet man bei eingleisigen Eisenbahnbrücken wohl eine in der Mitte des Dammes liegende Längsmauer an den Endpfeiler angeschlossen, auf welcher das Gleis ruht; der Grundriß des Ganzen gestaltet sich alsdann T-förmig. — An die besprochenen Mauerkörper schließen sich, wie bei Parallelflügeln, Böschungskegel an und es gilt wegen der Bekleidung der letzteren mit Steinen das oben Gesagte.

3. Endpfeiler ohne Flügel, in Böschungskegeln stehend.

Aus der vorhin angeführten hat sich diejenige Anordnung entwickelt, welche am wenigsten Kosten erfordert und deshalb neuerdings bei gröfseren Bauwerken oft gewählt wird. Man fügt den im übrigen erforderlichen Öffnungen der Brücke an jeder Seite eine Nebenöffnung hinzu, lediglich um die Entwickelung der Böschungskegel zu ermöglichen. Die hierdurch entstehenden Ersparnisse sind so bedeutend, dafs man das unvorteilhafte Aussehen einer derartigen Anordnung nicht ausschlaggebend sein läfst. Es fällt bei derselben gewöhnlich der Endpfeiler fast ganz, der zunächst stehende Mittelpfeiler mit seinem unteren Teile in den Böschungskegel, vergl. F. 1^c u. 9, T. II, auch F. 8^a, T. I. Man kann aber auch bei Bemessung der Öffnungen der Brücke Einrichtung treffen, dafs nur ein Teil der äufsersten Öffnungen von den Böschungskegeln in Anspruch genommen wird. Dies ist beispielsweise bei der Weserbrücke, F. 10, T. I, geschehen.[61])

Als für die drei besprochenen Anordnungen geltend soll noch hervorgehoben werden, dafs auf ein sorgfältiges Einbauen der an Endpfeiler und Flügel grenzenden Erdmassen und auf eine gute Entwässerung derselben besondere Sorgfalt zu verwenden ist; wo Steine zur Hand sind, erreicht man die Entwässerung am besten durch Steinpackungen hinter dem Mauerwerk. —

Nunmehr sollen einige Bemerkungen über Rampen- und Treppenanlagen gemacht werden. Hinsichtlich der Fufsgängerbrücken ist zu bemerken, dafs man zwar in der Regel für die Aufgänge Treppen wählt, dafs aber Rampen mit denselben ernstlich konkurrieren können und dafs die letzteren den Vorzug verdienen, wenn der zur Verfügung stehende Platz die Herstellung gestattet. Die hohen Treppen, welche sich bei den über Eisenbahngleise führenden Stegen ergeben, sind beschwerlich, bei Schneewetter und Glatteis sogar nicht ohne Gefahr zu ersteigen, entbehren auch des Vorteils der Rampen, dafs man letztere mit Handwagen befahren und zur Not zu Pferde passieren kann. Die Erfahrung zeigt, dafs die mit Treppen versehenen, neben frequenten Überfahrten angelegten Fufswegüberführungen nicht stark gebraucht werden und dafs manche Fufsgänger an den geschlossenen Barrieren längere Zeit warten, ohne den Treppenaufgang zu benutzen. Man könnte übrigens einen Teil der bezeichneten Übelstände durch Überdachung der Treppen beseitigen.

Über die Einzelheiten der Treppenanlagen ist die Hochbaukunde zu Rate zu ziehen, Beispiele ihrer Gesamtanordnung geben die Figuren 5, 6 u. 7, T. III. Ihre Anlage gestaltet sich namentlich dann eigentümlich, wenn die Treppe mit einer eisernen Bogenbrücke verbunden ist (s. F. 6 und Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 107), weil sie alsdann zum Teil oberhalb des lichten Raumes der Brücke ihren Platz finden kann. Eine Rampenanlage zeigen F. 5^b bis 5^e, T. III; auch der Steg über die Saale bei Weifsenfels (Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1878, S. 23) hat an der einen Seite eine Rampe erhalten. Bei derartigen Rampen ist das Steigungsverhältnis 1:10 gebräuchlich.

Um auf die Treppenanlagen nicht im folgenden Paragraph zurückkommen zu müssen, sei gleich hier bemerkt, dafs dieselben auch bei Strafsen- und selbst bei Eisenbahnbrücken als Nebenanlagen ziemlich häufig vorkommen.

Die für die Strafsenbrücke über den Rhein zwischen Mainz und Castel ausgeführten Treppen sind in ihrer allgemeinen Anordnung aus F. 7, T. II ersichtlich, in

[61]) Man vergl. auch: Lehwald. Die gröfseren Kunstbauten der Bahnstrecke Nordhausen-Wetzlar. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 241 und Stübben. Die schiefe Brücke über die Volme bei Lutterhaus. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1878, S. 435.

Verbindung mit einer Eisenbahnbrücke ist eine Treppe u. a. in der Nähe von Strafsburg bei einer Brücke über die Ill ausgeführt, woselbst eine Eisenkonstruktion in normaler Richtung zur Bahnachse angelegt und gegen den Endpfeiler gestützt ist. Es kommt auch vor, dafs Treppen die Abdeckungen von Winkelflügeln bilden u. s. f.

Hinsichtlich der Rampen für Strafsen- und Eisenbahnverkehr sind zunächst die eigentümlichen Anordnungen zu erwähnen, welche bei manchen beide Arten des Verkehrs vermittelnden Brücken vorkommen. Weil für eine Strafse stärkere Steigungen und schärfere Kurven zulässig sind, als für eine Eisenbahn, so ist, wenn Bahn und Strafse nebeneinander liegen, schon auf der Brücke eine verschiedene Höhenlage ihrer Fahrbahnen zulässig, aufserhalb der Brücke aber kann die Strafse eine von der Bahn wesentlich abweichende Höhenlage und Richtung erhalten.

Für Letzteres sei als Beispiel die östliche Rampenanlage der Mississippi-Brücke bei St. Louis angeführt. Auf der Hauptbrücke befindet sich die Strafsenfahrbahn über der Eisenbahn und es liegt erstere beim Endpfeiler etwa 27 m über Terrain. An den Endpfeiler schliefst sich eine eiserne Gerüstbrücke, welche die Rampen trägt. Die Rampe für die Eisenbahn ist in gewöhnlicher Weise mit mäfsiger Neigung geführt, die Strafsenfahrbahn aber gabelt in der Nähe des Endpfeilers in zwei Arme, welche anfangs neben der Eisenbahn liegend mit kräftiger Neigung bis zu einer Stelle sinken, an welcher die Strafse etwa $5^1/_2$ m tiefer, als die Eisenbahn liegt. Hier vereinigen sich die beiden Arme zu einer Plattform und auf dieser kehrend gelangen die Strafsenfuhrwerke mittels einer nunmehr unter der Eisenbahn liegenden Rampe auf das Terrain.[62])

Schliefslich sei noch über die Steigungsverhältnisse der Brückenrampen bemerkt, dafs dieselben zwar für den Bau der Brücken von grofser Bedeutung sind, und mitunter sogar auf die Lage ihrer Achsen und ihrer Bahnen Einflufs haben, dafs aber trotzdem dieser Gegenstand eine eingehende Behandlung hier nicht erfahren kann. Eine solche müfste ihren Ausgangspunkt nehmen von den verwickelten Untersuchungen über den Einflufs der Steigungsverhältnisse auf die Betriebskosten der Strafsen und Eisenbahnen. Es mag nur ganz im allgemeinen bemerkt werden, dafs Brückenrampen für verlorene Steigungen mit möglichst schwachen Neigungsverhältnissen angelegt werden sollten. Im übrigen ist auf die unten vermerkten Arbeiten zu verweisen, in welchen die nachteilige Wirkung zu stark ansteigender Brückenrampen an verschiedenen Beispielen nachgewiesen ist.[63])

§ 19. Nebenanlagen. — Von den bei Brücken vorkommenden Nebenanlagen sollen hier einer Besprechung unterzogen werden: die Wasserbauten und Schiffahrtsanlagen, welche durch den Brückenbau veranlafst werden, die Anlagen für die Zwecke der Landesverteidigung und die Hochbauten. Als Nebenanlagen können sonst noch angesehen werden: die Beleuchtungsvorrichtungen (vergl. S. 70) und die über die Brücken geführten Gas- und Wasserleitungsröhren, worüber in Kap. V das Erforderliche gesagt werden wird, ferner Treppen, insoweit sie nicht mit der Brücke ein Ganzes bilden (vergl. S. 102), Bedachungen, welche unter eisernen, in Städten befindlichen Brücken — und zwar meist

---

[62]) Siehe Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1876, Blatt 668. — Wegen sonstiger Gestaltungen der Rampen bei Brücken für Strafsen und Eisenbahnen vergl. man: Die Bauten von Dresden. Dresden 1878, S. 480 (Marienbrücke) und Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1878, S. 25 (Die neue Elbbrücke bei Pirna).

[63]) Launhardt. Die Betriebskosten der Eisenbahnen in ihrer Abhängigkeit von den Steigungs- und Krümmungsverhältnissen der Bahn. Leipzig 1877. — Derselbe. Die Steigungsverhältnisse der Strafsen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1880, S. 345. — Früh. Über die Nachteile einer verlorenen Steigung der Bergisch-Märkischen Eisenbahn. Zeitschr. f. Baukunde. 1878, S. 79.



aus Wellblech — hergestellt werden, um die Vorübergehenden vor abtropfendem Schmutzwasser zu schützen, endlich die gleichfalls nur bei eisernen Brücken vorkommenden, bleibend angebrachten Vorrichtungen, welche zur Erleichterung der Revision und bei Erneuerung des Anstrichs dienen.

1. Die Wasserbauten.

Bei jedem gröfseren Brückenbau, welcher den zu überschreitenden Flufs nicht vollständig reguliert antrifft, ist darauf Bedacht zu nehmen, dafs oberhalb und soweit erforderlich auch unterhalb der Brücke sowohl für das Hochwasser, wie für das Mittelwasser Betten hergestellt werden, welche im Grundrifs und im Profil regelmäfsig gestaltet sind, und ferner auf möglichste Milderung der aus Eisgängen erwachsenden Gefahren. Die durch jene Regulierung bedingten Arbeiten sind nicht selten von grofser Ausdehnung. Dies tritt namentlich ein, wenn die Brücke in Niederungen auszuführen ist, welche teilweise, aber nicht vollständig eingedeicht sind. Im günstigsten Falle genügen alsdann Deichregulierungen und Deichverstärkungen, mitunter sind aber die Verhältnisse derart, dafs durch den Brückenbau die Anlage neuer Deichstrecken bedingt wird; die Baugeschichte der Elbbrücke bei Wittenberge liefert hierzu ein Beispiel.[64])

Die durch einen Brückenbau hervorgerufenen Deiche nennt man Leitdeiche oder Leitdämme, wenn die Entfernung der beiderseitigen Dämme der Gesamtlänge der Brücke entspricht, vergl. Weserbrücke bei Fürstenberg, F. 10^b, T. I. Stromaufwärts von geeigneten Anschlufsstellen ausgehend pflegen sie stromabwärts in Flügeldeiche zu endigen, welche den Übergang von dem Durchflufsprofil der Brücke in weitere Profile vermitteln. Die Herstellung solcher Dämme, welche nicht immer, wie bei jener Weserbrücke geschehen, hochwasserfrei ausgeführt zu werden brauchen, kann empfohlen werden, denn sie befördern, trotz der von ihnen veranlafsten Profileinschränkung, den Abflufs des Wassers. Wenn man nämlich oberhalb einer Brücke — namentlich am konkaven Ufer — das Hochwasser frei auf eine vom Bahndamme durchschnittene Fläche treten läfst, so stellen sich auf derselben unregelmäfsige und selbst rückläufige Strömungen ein, die unter Umständen den Wasserabflufs wesentlich beeinträchtigen.

Im Bereiche der Hochwasserprofile werden nicht selten Abgrabungen angeordnet, welche eine Vergröfserung des Durchflufsprofils der Brücke zum Zweck haben. Dieselben sind auch im ersten Bande dieses Werks (2. Aufl.), Kap. I, S. 105 besprochen und es ist daselbst erwähnt, dafs die Ansichten über ihren Nutzen und ihre Wirksamkeit geteilt seien. Es unterliegt keinem Zweifel, dafs ihr Erfolg wesentlich von der Art der Herstellung abhängig ist. Sobald man, wie bei neueren Ausführungen üblich, die Abgrabungen oberhalb und unterhalb der Brücke weit ausdehnt, vergl. F. 7^b u. 10^b, T. I, und die Flufsquerprofile ganz allmählich in einander übergehen läfst, so erfüllen dieselben ihren Zweck vollständig, andernfalls nur zum Teil. Zur Erläuterung von F. 2, T. II sei noch bemerkt, dafs auch bei der Nagold-Brücke eine Abgrabung vorgenommen ist.

Bei Flüssen mit starkem Gefälle ergiebt sich aus den Rücksichten auf die Hochwasser für die zwischen Pfeilern und unmittelbar vor und hinter ihnen liegenden Teile des Flufsbetts das Bedürfnis einer Sohlenversicherung. Es kommen hierbei nicht allein die Sohlengeschwindigkeit des Wassers, deren Gröfse sich allenfalls abschätzen läfst,

[64]) Man vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1854, S. 7. Ferner Zeitschr. d. bayr. Arch.- u. Ing.-Ver. 1872, S. 78 (Innbrücke bei Simbach) und Zeitschr. f. Bauw. 1872, S. 237 (Pischier. Verbindungsbahn zu Düsseldorf und Neufs und Überbrückung des Rheins oberhalb Düsseldorf; diese Brücke ist, nebenbei bemerkt, zugleich ein Beispiel für die weiter unten zu besprechenden militärischen Anlagen.)



und die Beschaffenheit der Sinkstoffe in Betracht, sondern auch der Umstand, dafs sich bei den Pfeilern in dem ohnehin wirbelnden Wasser sehr starke Wirbel bilden, welche die Flufssohle in unberechenbarer Weise angreifen. Hiergegen sind nach den Regeln der Wasserbaukunst hergestellte und gut unterhaltene Steinwürfe ein fast nie versagendes Mittel.[65]) Bei Gebirgsflüssen mufs man nicht selten noch einen Schritt weitergehen und die Sohle mit einer regelmäfsigen Steinarmierung versehen, vergl. F. 1^b u. 1^d, T. II. Für die Durchlässe der Wildbäche u. s. w. wird ein derartiges sog. Herdpflaster stets angeordnet. Dasselbe findet seinen Abschlufs an parallel zur Längsachse der Brücke geführten Herdmauern und wird bei längeren Bauwerken durch solche Mauern in Streifen eingeteilt.

Aber auch bei Brücken über Flüsse mit mäfsigem Gefälle sind Sohlenversicherungen nicht selten und namentlich dann am Platze, wenn man es mit einem aus feinen Sinkstoffen bestehenden und deshalb leicht beweglichen Untergrunde zu thun hat. Wo derartige Verhältnisse vorliegen, ist das Material zu Steinwürfen oft zu kostspielig und es werden als Ersatz für letztere Sinkstücke mit Erfolg verwendet.[66])

Hand in Hand mit der Regulierung des Hochwasserbetts geht diejenige des Betts für das Mittelwasser und es kommen auch hierbei mitunter ausgedehnte und schwierige Wasserbauten, Coupierungen von Stromarmen und dergl. vor, wozu wieder der Bau der Elbbrücke bei Wittenberge ein Beispiel liefert.[67]) Gewöhnliche Stromregulierungswerke (s. u. a. F. 9^b, T. I) müssen oft hergestellt werden. Wegen der Einzelheiten dieser Ausführungen ist auf das XI. Kapitel des dritten Bandes, § 10 u. ff. zu verweisen. Bemerkt soll nur werden, dafs man bei den Verlegungen der Wasserläufe, welche durch einen Brückenbau bedingt werden, die lebendige Kraft des Wassers zur Ausbildung eines durch einen Leitgraben vorgezeichneten neuen Betts nur in sehr beschränkter Weise verwenden kann. Man hat zum wenigsten die volle Breite des Bettes, gewöhnlich aber auch die volle Tiefe desselben sofort herzustellen.

Im Anschlufs an die Anordnungen für die Ableitung der Hochwasser sind nun diejenigen zu erwähnen, durch welche man die aus den Eisgängen erwachsenden Gefahren beseitigt oder zum wenigsten abschwächt. Die Hauptsache ist allerdings, dafs die Lage der Brücke, die Weiten der Öffnungen u. s. w. angemessen gewählt werden und in den meisten Fällen sind für Brücken, bei denen dies der Fall ist und welche mit gut geformten Vorköpfen versehene steinerne Pfeiler haben, Nebenanlagen des Eisgangs wegen nicht erforderlich. — Die vorhin erwähnten Leitdämme sind einem unschädlichen Verlaufe der Eisgänge dienlich. Man braucht indessen, wenn es sich nur hierum handelt, keinen geschlossenen Damm herzustellen, kann sich vielmehr darauf beschränken auf dem Vorlande eine Reihe von Erdkegeln (vergl. F. 9^b, T. I) zu erbauen, welche das hinter ihnen gebildete Eis zurückhalten, bis der Haupteisgang vorüber ist, und welche deshalb Eishalter genannt werden.

Ein anderes bei den früher gebräuchlichen, kleineren Lichtweiten der Brücken oft, jetzt aber seltener angewendetes Mittel sind Eisbrecher. Dieselben sollen, wie ihr Name besagt, gröfsere und deshalb Gefahr bringende Eisschollen zerkleinern, was am

---

[65]) Über Steinwürfe vergl. Ann. des ponts et chaussées. 1856, XII. Bd. S. 103 u. 405, auch Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1858, S. 125 und Nouv. ann. de la constr. 1885, Pl. 20/21.

[66]) Vergl. Henket. Waterbowkunde. XIV. Afd. Bruggen, Pl. 50 u. 51 (Sohlenversicherung der Rheinbrücke bei Arnheim und der Waalbrücke bei Nymwegen).

[67]) Für eine ausgedehnte Uferkorrektion vergl. man die Beschreibung des Baues des Ruhr-Viadukts, (F. 8, T. I), in der Zeitschr. f. Baukunde. 1881, S. 25.

besten in der Weise geschieht, dafs die vom Strome auf eine ansteigende Kante des Eisbrechers geschobenen Schollen, sobald sie zum Teil frei liegen, infolge ihres Eigengewichts zerbrechen. Dabei können die Eisbrecher entweder mit den Mittelpfeilern zu einem Ganzen verbunden oder als freistehende, vor den Pfeilern befindliche Bauwerke behandelt werden. Die erstgenannte Anordnung ist sowohl in Stein, wie in Eisen (auch in Gufseisen) ausgeführt, während freistehende Eisbrecher gewöhnlich aus Holz oder aus Schweifseisen hergestellt werden. Wenn die Brücken hölzerne oder eiserne Joche haben, so begnügt man sich nicht selten damit, den äufsersten Ständern in Rücksicht auf den Eisgang eine kräftige Neigung zu geben.

Bei der einfachsten Konstruktion der hölzernen Eisbrecher werden sog. Eispfähle stromabwärts geneigt eingerammt, mit Eisenschienen armiert, durch stromaufwärts geneigte Rammpfähle unterstützt und mit den letzteren oben durch eiserne Bänder verbunden, vergl. F. 1[c], T. XIII. Es entstehen somit die bei Wasserbauten auch andern Zwecken dienenden Pfahlgruppen (Duc d'Alben), über welche im dritten Bande, (2. Aufl.) Kap. XX, § 10 näheres enthalten ist. — Der Hauptteil gröfserer hölzerner Eisbrecher ist ein mit 1:2 bis 1:3 gegen die Horizontale geneigter, oben scharfkantiger und mit Eisen beschlagener Eisholm, welcher durch eine Pfahlwand oder nach Bedarf von mehreren Pfahlwänden aus unterstützt wird. Das Pfahlwerk mufs selbstverständlich gut verstrebt werden, auch wird es mit Bohlen oder mit einzelnen Gurthölzern verkleidet.

Ein aus Schweifseisen hergestellter Eisbrecher ist oberhalb der Brücke über die grofse Weser in Bremen ausgeführt. Derselbe besteht aus einem versenkten Blechkasten von — im wesentlichen — trapezförmigen Grundrifs, welcher mit Beton, Kies, Mauerwerk ausgefüllt ist, und einem mit demselben vernieteten, gleichfalls aus Eisenblech hergestellten Aufbau. Der letztere kehrt dem Eise eine mit einem T-Eisen armierte Schneide zu. Das Nähere und Einzelheiten über sonstige Konstruktionen von Eisbrechern ist aus den unten aufgeführten Mitteilungen zu entnehmen.[68])

2. Schiffahrtsanlagen.

Brücken bilden mitunter ein erhebliches Schiffahrtshindernis und es sind, wenn dies der Fall ist, Anlagen erforderlich, um den Schiffahrtsbetrieb soweit möglich zu erleichtern.

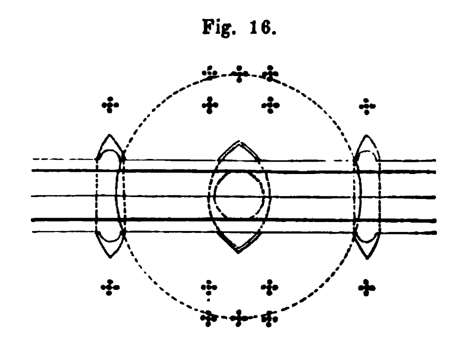
Durch feste Brücken erwächst eine Störung der Schiffahrt, wenn der Abstand zwischen Wasserspiegel und Unterkante des Überbaues zu klein für die Höhe der Masten ist. Wenn alsdann die Schiffe nicht für das Niederlegen der letzteren eingerichtet sind (vergl. S. 47), so werden oberhalb und unterhalb der Brücke Mastenkrahne erbaut, mit welchen man die Schiffsmaste aushebt und bezw. wieder aufrichtet, wenn das Schiff die Brücke passiert hat. Diese Krahne sind nicht selten transportabel, um sie mit Hilfe stark geneigter Schienengleise aus dem Bereiche des Hochwassers entfernen zu können, andernfalls müssen sie hochwasserfrei liegen. Die Situation der transportabelen und, nebenbei bemerkt, mit einer Vorrichtung zum Treideln der die Brückenöffnung passieren-

[68]) Hölzerne Eisbrecher der Brücke über die Yssel zu Westerwort. Verh. v. h. kon. inst. van ingenieurs. $18^{56}/_{57}$. 1. Afd. — Als Eisbrecher geformte Pfeiler der Viktoria-Brücke. Zeitschr. f. Bauw. 1860. — Eiserne Eisbrecher der Brücke über den Niemen bei Kowno. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1862, S. 54. — Eiserne Eisbrecher der Brücke bei Dünaburg über die Dwina. Nouv. ann. de la constr. 1863. April. — Notice sur quelques ponts métalliques des chemins de fer russes. Ann. des ponts et chaussées. 1864. Sept. u. Okt. — Eiserner Eisbrecher in der Weser zu Bremen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1866, S. 46. — Eiserne Panzer für Brückenpfeiler. Dingler's polyt. Journ. 1881. Bd. 240, S. 77. — Henket. Waterbouwkunde. XIV. Afd. Bruggen. Pl. 44, 45, 52.

den Schiffe versehenen Mastenkrahne für die Weichsel-Brücke bei Thorn zeigt F. 1°, T. III. Wegen der Konstruktion der in Rede stehenden Krahne ist auf die unten vermerkten Mitteilungen zu verweisen.[69])

Unter Umständen und namentlich im Flutgebiete der Flüsse können die Schiffe Brückenöffnungen von mäfsiger Lichtweite, namentlich die Öffnungen beweglicher Brücken, nicht ohne weiteres befahren, sondern bedürfen dazu einer Leitung und Führung. Hierzu und zugleich als Eisbrecher sind oberhalb und unterhalb der Drehbrücken-Öffnungen in der Bremer Eisenbahnbrücke über die Weser je sieben Pfahlgruppen angebracht, vergl. Fig. 16, aufserdem aber Schiffsringe an sämtlichen Pfeilern. Die Brücke über die Ems bei Weener (s. Zeitschr. f. Baukunde. 1884, S. 201) hat zu genanntem Zweck oberhalb ihrer Drehbrücken-Öffnung hölzerne Leitwerke von je 60 m Länge erhalten.

Fig. 16.



Auch die an Brücken vorkommenden Signalvorrichtungen sind hier zu erwähnen, insoweit sie die Schiffahrt betreffen. Dieselben haben besonders für bewegliche Brücken grofse Bedeutung, weil den Schiffen die Lage des Überbaues weithin kenntlich gemacht werden mufs. Bei festen Brücken genügen einige grofse, nachts gewöhnlich rotes Licht zeigende Laternen, welche die Mitten der zur Durchfahrt dienenden Öffnungen markieren. An der vorhin bezeichneten Weserbrücke, deren Baubeschreibung (Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1869, S. 215) sich durch eingehende Besprechung der Nebenanlagen auszeichnet, ist aufserdem eine Einrichtung getroffen, um den Schiffern die unter dem Überbau vorhandene lichte Höhe jederzeit anzuzeigen. Auf weifsem und nachts erleuchtetem Milchglase werden täglich dreimal Ziffern von etwa 0,5 m Höhe befestigt, welche jenen Abstand angeben.

3. Anlagen für die Zwecke der Landesverteidigung.

Bei gröfseren Eisenbahnbrücken, mitunter auch bei Strafsenbrücken, pflegt die Militärverwaltung zu verlangen, dafs die Verkehrswege durch Zerstörung wenigstens eines Teils der Brücke sich nötigenfalls unterbrechen lassen, sowie, dafs eine Sperrung und eine militärische Bewachung der Wege auch ohne Zerstörung ausführbar ist. Dem erstgenannten Zweck dienen Anlagen für Sprengung, dem zweiten Blockhäuser, Thore u. s. w.

Behufs Sprengung einzelner Pfeiler der Brücken sind Minenkammern d. h. Hohlräume, welche in den Pfeilern ausgespart sind, an geeigneten Stellen anzulegen. Dieselben müssen zugänglich sein, wenn auch nicht in bequemer Weise. Mitunter werden sie durch ein kleines Pulvermagazin ergänzt; bei dem wiederholt erwähnten Ruhr-Viadukt der Rheinischen Bahn, dessen Beschreibung näheres über die Minenkammern enthält, ist ein solches Magazin beispielsweise in einem der Böschungskegel eingebaut.[70]) Für die Mannschaft, welche die Sprengung vorbereitet und den Befehl zur Ausführung derselben erwartet, werden nicht selten Wachthäuser in Verbindung mit der Brücke erbaut.

[69]) Deutsches Bauhandbuch. III. Baukunde des Ingenieurs, S. 52. — Lohse. Rheinbrücke zu Köln. Zeitschr. f. Bauw. 1863, S. 175. — Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Thorn. Daselbst. 1876, S. 35. — Schiffahrtseinrichtungen an den Oderbrücken zu Dyrenfurth u. s. w. Deutsche Bauz. 1876, S. 23. — Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Graudenz. Zeitschr. f. Bauw. 1882, S. 243. — (In den Baubeschreibungen der Rheinbrücke und der beiden Weichselbrücken findet sich auch Beachtenswertes über Nebenanlagen für militärische Zwecke.)

[70]) Über Sprengungen s. auch Ann. des ponts et chaussées. 1873. Dez., S. 378.

Vorrichtungen zur Absperrung und zur Verteidigung der Brücken werden bei Festungen gefordert. Die ersteren bestehen in starken eisernen Thoren, welche nach Bedarf geschlossen werden. F. 1[c], T. III giebt ein Beispiel und zeigt, wie die beiden Thore, welche vorkommenden Falls die Bahn und die Strafse sperren, einerseits an Wachthäuser, andererseits an einen starken Thorpfeiler sich lehnen. Aufser den in Planumshöhe befindlichen Häusern werden oft auch in den mittleren Teilen der Endpfeiler Räume für eine Besatzung ausgespart. Man vergleiche hierüber u. a. die in den Anmerkungen 64 u. 69 bezeichneten Mitteilungen, ferner G. Meyer und Hinrichs. Warthebrücke bei Posen. Zeitschr. f. Bauw. 1877, S. 41.

4. Hochbauten.

Von den mit den Brücken in Verbindung stehenden Hochbauten sind hier die Häuser für Brückengeld-Einnehmer und für Brückenwärter hervorzuheben. Die für militärische Zwecke erforderlichen Gebäude sind im Vorstehenden bereits erwähnt. Hochbauten für die Zwecke des Handels u. s. w. wurden früher nicht ganz selten mit den Brücken verbunden (vergl. S. 23), aus neuerer Zeit liegen nur vereinzelte Beispiele vor, u. a. in einigen Viadukten der Berliner Stadtbahn, deren Bogenstellungen mit Verkaufsläden versehen sind. Auch der Holborn-Viadukt (London) gehört insofern hierher, als derselbe mit mancherlei nutzbaren Räumen ausgestattet ist, s. Builder 1869, S. 326.

Die Häuser für Brückengeld-Einnehmer können an beiden oder nur an einem Ende einer Brücke errichtet werden, letzteres erleichtert die Kontrole und ist deshalb von vornherein vorzuziehen. Es empfiehlt sich aber, auch in diesem Falle die beiden Verkehrsrichtungen zu berücksichtigen und an beiden Seiten des Weges ein Gebäude, etwa ein gröfseres und ein kleineres, zu errichten. Zur Ausführung eignen sich je nach Umständen Schilderhäuser, Häuser, welche nur einen Dienstraum enthalten, und solche, welche aufserdem noch mit Wohnungen versehen sind, ähnlich wie bei den verwandten Ausführungen für Bahnbewachung. Als Hauptteil ist das Schalterfenster zu bezeichnen, an welchem das Brückengeld bezahlt wird. Dasselbe sollte leicht zugänglich, aber vor Wind möglichst geschützt sein. — Ein Beispiel bietet u. a. die Fufsgängerbrücke über die Saale bei Weifsenfels (Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1878, S. 23). An dem einen Ende der Brücke liegt ein gröfserer Dienstraum von 3 auf 5 m und gegenüber ein Schilderhaus von 2 auf 2 m Grundfläche. Der erstere kehrt seine schmale Seite, in welchem sich das Schalterfenster befindet, dem Fufswege zu, die neben dem Fenster befindliche Thür ist etwas zurückgesetzt; der Einnehmer hat hierdurch freien Blick auf den Weg. Vor den bezeichneten Häusern sind selbstzählende Drehkreuze angebracht.

Wohnhäuser für Brückenwärter oder mindestens Wachtlokale sind bei Eisenbahnbrücken, namentlich bei Drehbrücken, unentbehrlich. Sie werden oft unabhängig von der Brücke erbaut und wie die Gebäude für sonstige Bahnwärter behandelt. Es ist jedoch nicht ausgeschlossen, die betreffenden Räume in turmartige Endabschlüsse der Brücken oder in Portalbauten zu legen. Die den Treppen gegenüber liegenden Räume in den Portalen der Weichselbrücke bei Thorn, F. 1[c], T. III, sind beispielsweise als Wachtlokale gedacht und in beiden Portalbauen der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mainz befindet sich je ein Dienstraum und eine Brückenwärterwohnung.

Litteratur,

die Brücken im allgemeinen betreffend.*)

Leupold, S. Theatrum pontificiale oder Schauplatz der Brücken und Brückenbaues. Leipzig 1726.

Schramm. Histor. Schauplatz, in welchem die merkwürdigsten Brücken aus allen vier Teilen der Welt, insonderheit aber die in den vollkommensten Stand versetzte Dresdner Elbbrücke beschrieben werden. Leipzig 1735.

Gautier, S. Traité des ponts. Paris 1755.

Walter, C. Der Brückenbau. Augsburg 1766.

Perronet. Description des projects et de la construction des ponts de Neuilly, de Mantes, d'Orléans etc. mit Atlas. Paris 1788.

Wiebeking, C. Fr. Beiträge zur Brückenbaukunde. München 1809.

Gauthey. Traité de la construction des ponts. Paris 18⁰⁹/₁₃.

Rondelet. Traité de l'art de batir. Paris 1812.

Deutsch: Theoretisch-praktische Anleitung zur Kunst zu bauen. 5 Bände. Darmstadt 1833.

Langsdorf. Anleitung zum Strafsen- und Brückenbau. Mannheim und Heidelberg 18¹⁷/₁₉.

Röder, G. L. A. Praktische Darstellung der Brückenbaukunde in ihrem ganzen Umfange. Darmstadt 1821.

Wesermann, H. M. Handbuch f. d. Strafsen- und Brückenbau. 2. Aufl. Düsseldorf 1830.

Sganzin, J. Grundsätze der Brücken-, Kanal- und Hafenbaukunde, deutsch von Lehritter und Straufs. Regensburg 1832.

Pugin and Britton. Illustrations of the public buildings of London. 1838.

Simms, F. W. Public works of Great Britain. London 1838.

Strickland, Gill and Campbell. Public works of the United States of America. London 1841.

Die Bauausführungen des preufsischen Staates. 2 Bände. 1842—1848.

Hann, Moseley and Hosking. The theory, practice and architecture of bridges. London 1843.

Potente, Ch. Praktisches Handbuch der Brückenbaukunde in ihrem ganzen Umfange. Kassel 1844.

Ghega, C. Über nordamerikanischen Brückenbau. Wien 1845.

Cresy. An encyclopaedia of civil engineering, historical, theoretical and practical. London 1847 (new impression 1872).

Mahan, D. H. Grundzüge des Ingenieurwesens. Deutsch von Schubert. 2. Aufl. Stuttgart 1853.

Andres, Th. Handbuch zum Brückenbau im Felde. Olmütz 1853.

Etzel, C. Brücken und Thalübergänge schweizerischer Eisenbahnen. Basel 1856.

Etzel, C. Supplement zu den Brücken und Thalübergängen schweizerischer Eisenbahnen. Basel 1859.

Legrand, A. Recueil sommaire des ponts projetés et exécutés. Paris 18⁴⁹/₇₃.

Becker, M. Handbuch der Ingenieurwissenschaften. 2. Band. Der Brückenbau in seinem ganzen Umfange. Stuttgart 1854. (4. Aufl. 1873.)

Müller, H. Die Brückenbaukunde in ihrem ganzen Umfange. Leipzig 1860.

Lixaute, A. Der Strafsen-, Eisenbahn-, Kanal- und Brückenbau, aus dem Französischen von Harzer mit Ergänzungen von Hertel. 2. Aufl. Weimar 1862.

Dengler, L. Wege-, Brücken- und Wasserbaukunde. Stuttgart 1863.

Haupt, H. Military bridges. New-York 1865.

Schwarz, F. Der Brückenbau. Berlin 1866.

Perdonnet et Polonçeau. Nouveau portefeuille de l'ingénieur des chemins de fer. Paris 1867.

Haskoll, W. D. Examples of bridges and viaducts. London 1867.

Humber, W. A record of the progress of modern engineering. London 1868.

Henz, B. Normalbrücken und Durchlässe nebst den zur Veranschlagung derselben erforderlichen Raumermittelungen. 2. Aufl. Berlin 1869.

*) In chronologischer Ordnung, ohne Berücksichtigung der Zeitschriften-Artikel.

Röbling, J. A. Long and short span railway bridges. New-York 1869.
Rossel. Note sur la réparation militaire des ponts. Paris 1869.
The Life of J. K. Brunel. London 1870.
Heinzerling, F. Die Brücken in Eisen. Leipzig 1870 (mit zahlreichen Litteratur-Notizen über ältere Brücken).
Maw u. Dredge. Modern examples of road and railway bridges; illustrating the most recent practice of leading engineers in Europe and America. London 1872.
Malézieux, M. Travaux publics des états-unis d'Amerique en 1870. Paris 1873.
Mary, M. Cours de routes et ponts. Paris 1873.
Whipple, S. An elementary and practical treatise on bridge building. 2. Aufl. New-York 1873.
Baker. Long-span railway bridges and short-span railway bridges. Comprising investigations on the comparative theoretical and practical advantages of the varions adopted or proposed tipe systems of construction. London 1873.
Grover. Iron and timber railway superstructures and general works. London 1874.
Smiles, M. Lives of engineers. London 1874.
Debauve. Manuel de l'ingénieur des ponts et chaussées. 10. Fasc. Ponts et viaducs en maçonnerie. Paris 1875. 11. Fasc. Ponts et viaducs en bois et en métal. Paris 1874.
Kaven, A. v. Disposition von Brücken und praktische Details, 20 Tafeln mit beigeschriebenem Text. Aachen 1874.
Müller, L. Die europäischen Kriegsbrücken-Systeme nach den verläßlichsten Quellen bearbeitet. Wien 1874.
Morandière, R. Traité de la construction des ponts et viaducs en pierre, en charpente et en métal pour routes, canaux et chemins de fer. Paris 18^{74}/$_{76}$.
Leger, A. Les travaux publics, les mines et la métallurgie aux temps des Romains. Paris 1875.
Berlin und seine Bauten. Herausgegeben von dem Architekten-Verein zu Berlin. Berlin 1877.
Rziha, F. Eisenbahn-Unter- und -Oberbau. 2. Band. Brückenbau. Wien 1877.
Shields, J. E. Engineering construction, tunneling, bridging etc. New-York 1877.
Pole, W. The life of Sir William Fairbairn. London 1877.
Jenkin, F. Bridges. A treatise on their construction and history. Edinburgh 1877.
Eisen, Holz und Stein im Brückenbau. Leipzig (G. Knapp) 1878.
Schubert, F. C. Landwirtschaftlicher Wege- und Brückenbau. Handbuch für Landwirte, Kulturtechniker, Forstwirte, Bauleute und Gemeindevorstände. Berlin 1878.
Steiner, F. Über Brückenbauten in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Heft 22 des Berichtes über die Weltausstellung in Philadelphia 1876. Wien 1878.
Bavier. Die Straßen der Schweiz. Zürich 1878.
Die Bauten, technischen und industriellen Anlagen von Dresden. Herausgegeben von dem sächsischen Ingenieur- und Architekten-Verein und von dem Dresdener Architekten-Verein. Dresden 1878.
v. Leber. Das Eisenbahnwesen in Frankreich zur Zeit der Pariser Weltausstellung i. J. 1878. Wien 1880.
Reinhard, A. Julius Cäsars Rheinbrücke. Stuttgart 1883.
Ludwig, R. Das Entwerfen einfacher Bauobjekte im Gebiete des Eisenbahn-Ingenieurwesens. Weimar 1884. I. Band. Wegbrücken (Wegüberführungen) in Stein, Eisen und Holz.
Heinzerling, F. Die Brücken der Gegenwart. Systematisch geordnete Sammlung der geläufigsten neueren Brückenkonstruktionen zum Gebrauche bei Vorlesungen und Privatstudien über Brückenbau, sowie bei dem Berechnen, Entwerfen und Veranschlagen von Brücken zusammengestellt und mit Text begleitet.
Abteilung I. Eiserne Brücken. Heft 1. Eiserne Balkenbrücken mit Massiv- und Blechträgern. Heft 2. Eiserne Balkenbrücken mit gegliederten Parallelträgern. Heft 3. Eiserne Balkenbrücken mit polygonalen Gurten. Heft 4. Eiserne Bogenbrücken. Heft 5. Eiserne Hängebrücken. Heft 6. Eiserne Viadukte auf eisernen Pfeilern.
Abteilung II. Steinerne Brücken. Heft 1. Durchlässe, Wegebrücken und kleine Flußbrücken. Heft 2. Strombrücken, Thalbrücken, Kanalbrücken und schiefgewölbte Brücken.
Abteilung III. Hölzerne Brücken und Lehrgerüste.
Abteilung IV. Bewegliche Brücken. — Aachen und Leipzig 18^{73}/$_{85}$.
(2. Aufl. von Abteilung I, Heft 1 u. 2. 18^{84}/$_{85}$.)
Winkler, E. Vorträge über Brückenbau.
I. Teil. Theorie der Brücken. 1. Heft. Äußere Kräfte gerader Träger. 2. Heft. Innere Kräfte gerader Träger. 3. Heft. Äußere und innere Kräfte der Bogenträger. 4. Heft. Äußere und innere Kräfte der Brückenpfeiler.
II. Teil. Brücken im allgemeinen. Steinerne Brücken.

III. Teil. **Hölzerne Brücken.** 1. Heft. Balkenbrücken. 2. Heft. Gitterbrücken. 3. Heft. Sprengwerkbrücken. 4. Heft. Pfeiler.

IV. Teil. **Eiserne Brücken.** 1. Heft. Konstruktionselemente und Blechträger. 2. Heft. Gitterträger und Lager gerader Träger. 3. Heft. Sprengwerksträger (inkl. Bogenträger). 4. Heft. Querkonstruktionen. 5. Heft. Hängewerksträger. 6. Heft. Eiserne Pfeiler.

V. Teil. **Ausführung der Brücken.**

(Erschienen sind I. Teil 1 u. 2. Heft. III. Teil 1. Heft. IV. Teil 2. u. 4. Heft. Einige dieser Hefte bereits in 2. Aufl.)

Theoretische Werke, Sammelwerke und Hilfsbücher.

Hutton. Tracts on mathematical and philosophical subjects. Principles of bridges. Second edition. 1812.

Eytelwein. Handbuch der Statik fester Körper. Berlin 1808.

v. Gerstner. Handbuch der Mechanik. Prag 1831—1832.

Moseley, H. The mechanical principles of engineering and architecture. London 1843.

Moseley, H. Die mechanischen Prinzipien der Ingenieurkunst und Architektur. Deutsch von Scheffler. Braunschweig 1845.

Breymann, Müller, Nöllner, Pressel, Schinz und Schubert. Vademecum für den praktischen Ingenieur und Baumeister. Stuttgart 18⁴⁹/₅₀.

Sammlung von Zeichnungen aus dem Gebiete des Wasser-, Strafsen- und Brückenbaues, gez. von Schülern der polyt. Schule zu Hannover. Cursus 18⁵²/₅₃.

Sammlung von Zeichnungen aus dem Gebiete der Wasserbaukunst mit besonderer Rücksicht auf den Brückenbau. 2 Hefte, gez. von Studierenden der Bauakademie zu Berlin. 18⁵²/₅₃.

Navier, M. Resumé des leçons données à l'école des ponts et chaussées, sur l'application de la mécanique à l'établissement des constructions et des machines. Paris 18³³/₃₈.

3. edit. avec des notes et des appendices par Barré de Saint Venant. Paris 1864.

Navier, M. Mechanik der Baukunst (Ingenieurmechanik) oder Anwendung der Mechanik auf Baukonstruktionen, deutsch von Westphal. Hannover 1851. (2. Aufl. 1878.)

Rebhann. Theorie der Holz- und Eisen-Konstruktionen. Wien 1856.

Scheffler, H. Theorie der Gewölbe, Futtermauern und eisernen Brücken. Braunschweig 1857.

Bresse, M. Cours de mécanique appliquée professé à l'école impériale des ponts et chaussées. 3. Vol. Paris 18⁵⁹/₆₅.

Ritter, A. Elementare Theorie und Berechnung der Dach- und Brücken-Konstruktionen. Hannover 1863. (4. Aufl. Leipzig 1882.)

Laissle und Schübler. Der Bau der Brückenträger. Stuttgart 1864. (4. Aufl. 1876.)

Sternberg, H. Zeichnungen über Wasser-, Strafsen- und Brückenbau zu den Vorträgen an der polytechnischen Schule zu Karlsruhe. Karlsruhe 1867.

Haupt, H. General theory of bridge construction. New-York 1869.

Jodl, F. Vorlegeblätter für Strafsen- und Brückenbau. 2. Aufl. Leipzig 1869.

Collignon. Cours de mécanique appliquée aux constructions. Paris 1869.

Bauernfeind, M. Vorlegeblätter zur Brückenbaukunde mit erläuterndem Text. München 1844. (3. Aufl. bearb. von W. Frauenholz und G. Asimont. Stuttgart 1876.)

Heinzerling, F. Grundzüge der konstruktiven Anordnung und statischen Berechnung der Brücken- und Hochbau-Konstruktionen. Leipzig 18⁷²/₇₄.

Schreve, S. H. A treatise on the strength of bridges and roofs. New-York 1873.

Löwe, F. Über variable Belastung der Eisenbahnbrücken. München 1874.

Culmann. Die graphische Statik. Zürich 1866. (2. Aufl. Zürich 1875.)

Tetmayer, L. Die äufseren und inneren Kräfte der statisch bestimmten Brücken- und Dachkonstruktionen. Zürich 1875.

Heinzerling, F. Die angreifenden und widerstehenden Kräfte der Brücken- und Hochbau-Konstruktionen. Zum Gebrauch beim Berechnen von Brücken und Hochbauten für Ingenieure, Architekten und technische Lehranstalten bearbeitet. 2. Aufl. Berlin 1876.

Wood, V. Treatise on the theory of the construction of bridges and roofs. 2. Aufl. New-York 1876.

Weisbach, J. Lehrbuch der Ingenieur- und Maschinen-Mechanik. Braunschweig 1876 (erscheint jetzt — 1885 — in 5. Aufl.).



Claudel, J. Formules, tables et renseignements pratiques. Aide-mémoire des ingénieurs, des architectes etc. 9. édit. Paris 1877.

Böhlk, A. Statische Berechnung der Balkenbrücken einer Öffnung mit durchbrochenen Wandungen. Hannover 1877.

Buske, A. Tabellen zur Berechnung hölzerner und eiserner Träger und Stützen. Berlin 1878.

Deutsches Bauhandbuch. Eine systematische Zusammenstellung der Resultate der Bauwissenschaften mit allen Hilfswissenschaften in ihrer Anwendung auf das Entwerfen und die Ausführung der Bauten. Berlin $18^{79}/_{81}$.

Dietrich, E. Brücken in Stein, Eisen und Holz. Umdruckzeichnungen für den Unterricht an der königl. Bauakademie zu Berlin zusammengestellt. Berlin 1879.

Osthof. Hilfsbuch zur Anfertigung von Kostenberechnungen im Gebiete des gesamten Ingenieurwesens. Leipzig 1879.

Burr, H. W. The stresses in bridge and roof trusses, arched ribs and suspension bridges. New-York 1880.

Studienblätter aus den Übungen im Entwerfen und Konstruieren in der Abteilung für Bauingenieurwesen der technischen Hochschule in Berlin. Jahrg. 1. 2. Statik der Baukonstruktionen und Brückenbau. Berlin $18^{80}/_{81}$.

Müller-Breslau. Elemente der graphischen Statik. Berlin 1881.

Stelzel, C. Grundzüge der graphischen Statik und deren Anwendung auf den kontinuierlichen Träger. Graz 1882.

Bernouilli, Ch. Vademecum des Mechanikers oder praktisches Handbuch für Mechaniker, Maschinen- und Mühlenbauer, sowie Techniker überhaupt. Stuttgart u. Augsburg. 17. Aufl. 1884.

Carnet de l'ingénieur. Recueil de tables, de formules et des renseignements usuels et pratiques sur les sciences appliquées à l'industrie. 43. édit. Paris 1885.

Des Ingenieurs Taschenbuch, herausgegeben von dem Verein „Hütte". 13. Aufl. Berlin 1885.

Ritter. Lehrbuch der Ingenieur-Mechanik. 2. Aufl. Leipzig 1885.

II. Kapitel.

Steinerne Brücken.

Bearbeitet von

Dr. F. Heinzerling,

Königl. Baurat, Professor an der technischen Hochschule zu Aachen.

(Hierzu Tafel IV bis X und 48 Holzschnitte.)

---

§ 1. Einleitung. Die technische Entwickelung der steinernen Brücken, deren Grundzüge im vorigen Kapitel (s. § 2 bis 5) geschildert sind, ist eine in den einzelnen Zeitperioden verschiedene, zeigt abwechselnd ein Vor- und Rückwärtsgehen und erst in den letzten Jahrhunderten langsame, aber stetige Fortschritte. Nachdem bereits die Römer gediegene und formvollendete, dauerhafte, aber zum Teil einen grofsen Materialaufwand erfordernde Bauwerke hergestellt hatten, ging man im Mittelalter hie und da zu kühneren Konstruktionen über. Als epochemachend sind die Fortschritte zu bezeichnen, welche man, auf eine wissenschaftliche Behandlung des Brückenbaues gestützt, im vergangenen Jahrhundert in Frankreich machte, während man in England zwar andere Wege betrat, aber zu nicht minder beachtenswerten Fortschritten gelangte. Der eingeschlagene praktisch-wissenschaftliche Weg wurde im laufenden Jahrhundert in Frankreich, England und in Deutschland weiter verfolgt, Vervollkommnungen der maschinellen Mittel für die Bauausführung, sowie der Zusammensetzung des Mörtels, welche man hauptsächlich den Engländern verdankt, kamen hinzu und alles dieses führte zu bedeutsamen Verbesserungen. Durch die gleichzeitig ausgebildeten Eisenkonstruktionen wurden die steinernen Brücken, meist wegen der erforderlichen längeren Bauzeit, allerdings in den Hintergrund gedrängt, während man jetzt geneigt ist, dem Steinbau mit Rücksicht auf die zweifellos längere Dauer des Materiales ein gröfseres Feld einzuräumen bezw. denselben möglichst zu fördern.

Als Fortschritte, welche hinsichtlich des Baues der Steinbrücken seit der Zeit der Reformation und in den ersten Jahrzehnten des laufenden Jahrhunderts gemacht wurden, sind folgende zu bezeichnen: die häufigere Anwendung des Korbbogens und des elliptischen Bogens mit zum Teil grofsen Spannweiten und kühnen Pfeilverhältnissen, die bedeutende Ermäfsigung der Gewölbe- und Pfeilerstärken und ferner die Vervollkommnung der Fundierungen durch Anwendung der Baggermaschine, der Grundsäge, der Kunstramme, der Senkkasten und des Betons.

Die neuere Zeit dagegen kennzeichnet sich hauptsächlich durch:

1. die Anwendung sehr flacher und weitgespannter Segmentbogen, Korbbogen und elliptischer Gewölbe mit wagrechter oder nahezu wagrechter Brückenbahn bei Strombrücken;

2. die Anwendung überhöht korbbogenförmiger, auf kurzen Pfeilern oder Fundamenten ruhender Gewölbe zu Unterführungen, insbesondere unter starken Überschüttungen und hohen Dämmen;
3. die Anwendung sehr schlanker und hoher, mit halbkreisförmigen, spitzbogigen und überhöht elliptischen Gewölben überspannter Pfeiler bei Thal- und Wasserleitungsbrücken;
4. der häufigere Ersatz der mit Wegverlegungen verbundenen geraden durch schiefgewölbte Brücken, insbesondere durch die unschwer ausführbaren mit mittlerem konstanten Fugenwinkel, deren Laibungen aus Backsteinen und deren Stirnen aus Quadern bestehen;
5. die statisch und ökonomisch vorteilhafte Anwendung von Hohlräumen in den Bogenzwickeln in Verbindung mit einer sorgfältigen Entwässerung der Brückenbahn sowie der End- und Zwischengewölbe;
6. die Anwendung schlanker, zum Teil hohler Pfeiler, deren geringe Querschnitte den Flutraum wenig beeinträchtigen und der zuvor ermittelten gröfsten zulässigen Festigkeit des angewendeten Steinmaterials und Mörtels sowie des aus demselben zusammengesetzten Mauerwerks entsprechen;
7. der häufigere Ersatz der massiven Widerlager durch gegliederte oder durch Fortsetzung der Gewölbe gebildete, sog. verlorene Widerlager;
8. die Anwendung rasch ausführbarer und ökonomisch vorteilhafter Gründungsarten, unter welchen neben der Pfahlrost- und Senkkastengründung die Betonierung und Senkbrunnengründung ohne oder mit Anwendung von verdichteter Luft hervorzuheben sind;
9. die weitere Vervollkommnung der zur Ausführung der Brücken erforderlichen Wasserschöpfmaschinen, Rüstungen, Fahrbahnen, Transportwagen und Versetzmaschinen, der zur allmählichen Ausrüstung der Gewölbe dienenden Sandbüchsen, Schraubensätze oder Excentriks sowie der für Bereitung grofser Ziegel-, Mörtel- und Betonmassen dienenden Ringofen bezw. Mörtelmühlen;
10. die exakte statische Berechnung und Ausarbeitung der Brückenprojekte bis in ihre Einzelheiten auf Grund einer vervollkommneten Theorie und fortgeschrittenen ästhetischen Anschauung;
11. die Feststellung der Abmessungen aller Teile der Brücke auf Grund der zuvor durch genaue Versuche ermittelten Widerstände der Brückenbaumaterialien und des Baugrundes;
12. die Feststellung der Widerstandsfähigkeit verschiedener und verschieden zusammengesetzter, zum Brückenbau geeigneter Luft- und hydraulischer Mörtel, insbesondere der Trafs-, Wasser-, Kalk- und Cementmörtel nach ihrer Erhärtungsdauer in freier Luft oder unter Wasser durch sorgfältige systematische Versuche mit den verschiedenen hierher gehörigen natürlichen und künstlichen Erzeugnissen.

Soviel hiernach bis jetzt zur Fortentwickelung des Baues steinerner gewölbter Brücken geschehen ist, so fehlen doch zur endgültigen Begründung ihrer Theorie zur Zeit noch die ausreichenden rationellen Versuche über das Verhalten verschiedener Gewölbmaterialien bei Temperaturwechsel, über die mit der Ausdehnung der Lagerfuge zunehmende Elasticität und Festigkeit der wichtigsten Gewölbsteine und deren Bindemittel für Zug-, Druck- und Abscheerung, sowie über das statische Verhalten einer hin-

reichenden Zahl von verschieden belasteten, nach den Ergebnissen der Theorie und jener Versuchswerte ausgeführten Gewölbmodellen und Brückengewölben. —

Die Besprechung der Steinbrücken wird in der Weise stattfinden, daſs zunächst die angreifenden Kräfte, die Baumaterialien und die Materialwiderstände, also die widerstehenden Kräfte, untersucht werden. Von ersteren ist im § 12 des ersten Kapitels bereits eine Übersicht gegeben, hier handelt es sich darum, die Grundsätze vorzuführen, welche man zur Bestimmung der angreifenden Kräfte bei steinernen Brücken anzuwenden pflegt. An die Besprechung der Materialwiderstände werden sich die Elemente der Gewölbetheorie und der theoretischen Ermittelungen über die Pfeilerdimensionen anschlieſsen.

Bei der alsdann folgenden Betrachtung der Konstruktion der verschiedenen Arten von Steinbrücken sind die geraden Brücken von den schiefen Brücken zu trennen, weil bei Brücken mit schiefem Schnittwinkel der Achsen der charakteristische Teil derselben (das Gewölbe) wesentlich anders anzuordnen ist, als bei Brücken mit geraden Gewölben. Bei den geraden Brücken ist der auch in den Paragraphen 9 und 10 des ersten Kapitels betonte Unterschied zwischen kleineren und gröſseren Bauwerken zu machen. Zu den ersteren rechnet man Durchlässe, Bachbrücken, Durchfahrten, Wegüberführungen u. s. w. und es sei hier nochmals bemerkt, daſs man die Grenze zwischen Durchlässen und Brücken bei 1,5 bis 2 m Lichtweite zu ziehen pflegt. Die Durchlässe sind die einzigen steinernen Bauwerke, bei welchen auſser Gewölben auch Überdeckungen, welche als Balken wirken, (Steinplatten u. dergl.) zulässig sind und man unterscheidet dementsprechend Platten- (oder Deckel-) Durchlässe und gewölbte (Bogen-) Durchlässe. Dagegen sind die sog. Röhrendurchlässe von der Besprechung ausgeschlossen, vergl. S. 24.

Von den gröſseren Bauwerken bilden die Strombrücken und die Thalbrücken (Viadukte) in üblicher Weise Unterabteilungen. Bei den Strombrücken waltet das gedrückte oder das flache Gewölbe, bei den Thalbrücken dagegen das halbkreisförmige und das überhöhte Gewölbe vor.

Die nachstehenden Erörterungen beziehen sich nur auf solche Steinbrücken, deren Bahnen dem Landverkehr dienen, während die oberen Teile der Wasserleitungs- und Kanalbrücken im V. Kapitel zur Erörterung gelangen werden. Das, was im Nachstehenden über Gewölbe, Pfeiler, Flügel u. s. w. gesagt werden wird, findet jedoch mit den entsprechenden Abänderungen auch auf die Aquadukte Anwendung.

§ 2. Angreifende Kräfte. Die Träger steinerner Brücken werden vorzugsweise durch die bewegliche Last ihres Verkehrs und die ständige Belastung ihres Eigengewichtes, deren Pfeiler auſserdem durch Erddruck, Wasserdruck und Eisstoſs beansprucht, während alle Teile der Brücke überdies dem gröſsten Seitendrucke des Windes, welcher zu 150 kg auf den qm angenommen werden kann (vergl. S. 59), zu widerstehen haben.

I. Bewegte Belastung. 1. Eisenbahnbrücken. Die schwersten Eisenbahnzüge bestehen aus dienstfähigen Lokomotiven, deren Gewichte je nach der Frequenz und Steigung der Bahn von 35000 bis zu 80000 kg steigen, und belasteten Wagen, unter welchen die vierrädrigen beladenen Güterwagen 14000 bis 18000 kg wiegen. Diese Gewichte, welche sich auf einzelne Achsen mit verschiedenen Radständen verteilen, sind für jeden einzelnen Fall besonders zu ermitteln. Bei Brücken mit gröſseren Spannweiten und bedeutenderen Überschüttungshöhen lassen sich statt dieser Einzellasten gleichförmig verteilte Lasten einführen, welche die ganz oder nahezu gleichen Anspruchnahmen der Träger erzeugen. Wenn man nämlich diejenige Stellung des schwersten Eisenbahnzuges ermittelt, worin er in Bezug auf die Brückenmitte die gröſsten Momente hervorruft,

und diejenige Einzellast P bestimmt, welche an derselben Stelle die gleiche Wirkung hervorbringen würde, wie die auf die Achsen des Zugs verteilten Einzellasten, so ergiebt sich als deren Äquivalent bekanntlich die gleichförmig über die Spannweite l der Brücke verteilte Gesamtlast $Q = 2P$, mithin die Belastung $q = \frac{Q}{l}$ der Längeneinheit, welche mit dem Gewichte der Fahrbetriebsmittel wächst und mit der Weite der Brückenöffnungen abnimmt. Diese Annahme einer gleichförmig verteilten Verkehrsbelastung erscheint für steinerne Eisenbahnbrücken bei Anwendung von Langschwellen und selbst von Querschwellen besonders gerechtfertigt, da die Raddrücke zwar zunächst von den Fahrschienen auf jene Schwellen, von diesen aber auf das durchgehende lose Bettungsmaterial übertragen und von letzterem annähernd gleichmäfsig über den Gewölberücken verteilt werden.

Bei Bahnen im Flach- oder Hügellande und im Gebirgslande kann für Eisenbahnbrücken mit verschiedenen Spannweiten l in m und für ein Geleis folgende gröfste Verkehrsbelastung q bezw. q' in kg angenommen werden.

l	q	q'	l	q	q'	l	q	q'	l	q	q'
2	11 760	13 720	8	7450	8730	21	5300	5940	36	4880	5440
3	10 000	12 970	10	6770	7960	24	5170	5760	40	4680	5250
4	9 700	11 900	12	6010	6890	29	5110	5720	45	4580	5000
5	9 030	10 970	15	5470	6460	30	5060	5670	50	4430	4830
6	8 540	10 260	18	5460	6090	33	4090	5590	60	4100	4380

Belastungen für zwischenliegende Spannweiten sind durch Interpolation zu ermitteln. Wird die aus vorstehender Tabelle entnommene Belastung q oder q' eines Meter der Geleise auf einen Streifen von der Breite der Schwellenlänge λ wirkend angenommen, so ergiebt sich die der Quadrateinheit entsprechende gröfste Verkehrslast

$$v = \frac{q}{\lambda}$$

und es würde für $\lambda = 2{,}5$ m $\quad v = 0{,}4 \,.\, q$

betragen. Wenn sich die Verkehrsbelastung durch Vermittelung des Oberbaues nicht nur auf die Breite der Schwellen, sondern auf die ganze Breite der Brückenbahn verteilt — eine Annahme, welche besonders bei gehöriger Verwechselung der Stofsfugen aller Gewölbsteine zulässig erscheint — so ergiebt sich bei einer Breite b der Brücke für ein Geleise die ihrer Quadrateinheit entsprechende kleinste Belastung

$$v_1 = \frac{q}{b}$$

und, wenn $b = 4$ m beträgt,

$$v_1 = 0{,}25 \,.\, q.$$

Im Mittel beträgt daher unter den vorstehenden Annahmen die Belastung eines Quadratmeters der Brückenbahn durch Verkehr

$$v_2 = \frac{v + v_1}{2} = \frac{(0{,}4 + 0{,}25)}{2}\, q = \text{rund } \frac{q}{3}.$$

2. **Strafsenbrücken.** Die Achsendrücke der schwersten Fuhrwerke mit Radständen von 3 bis 4 m betragen 5000 bis 10000 kg, welche bei Brücken mit kleinen Spannweiten und geringen Überschüttungshöhen in die Rechnung einzuführen sind. Bei Brücken mit gröfseren Spannweiten legt man eine gleichmäfsig auf den Quadratmeter verteilte Belastung durch Menschengedränge zu Grunde, welche zu 350 bis 400 kg (s. S. 64) angenommen werden kann.[1])

[1]) Man vergleiche hierzu: Über die Verteilung des Druckes einer Dampfstrafsenwalze durch die Chaussierung auf ein Brückengewölbe. Zeitschr. f. Bauk. 1880, S. 180.



II. Ständige Belastung. Sie besteht aus dem Gewichte der Brückenbahn, der Zwischenschüttung oder Zwischenkonstruktion und dem Eigengewichte der Träger.

1. Gewicht der Brückenbahn. Nimmt man das Geleise von Eisenbahnbrücken durch je 0,9 m entfernte, in einem 0,5 m tiefen Kiesbett ruhende Querschwellen unterstützt an, so erhält man für den Meter Geleise und die halbe Breite der Brückenbahn von 4 m das Gewicht von

2 Fahrschienen mit Befestigungsmitteln	80	kg
$\frac{1}{0,9}$ Querschwellen, 2,5 m lang, $\frac{24}{15}$ cm stark . . .	70	„
4 . 0,5 cbm Kies von 2000 kg in feuchtem Zustande	4000	„
zusammen	4150	kg,

mithin für den qm das Gewicht der Brückenbahn

$$b = \frac{4150}{4} = \text{rund } 1080 \text{ kg}.$$

Die Fahrbahn steinerner Strafsenbrücken besteht entweder aus einer Beschotterung von 25 cm mittlerer Stärke mit einem mittleren Gewichte des cbm von 2200 kg und wiegt daher deren qm im Mittel

$$0{,}25 . 2200 = 550 \text{ kg},$$

oder aus einer Pflasterung von i. M. 17 cm hohen Steinen auf einem etwa 3 cm starken Sandbette mit einem mittleren Gewichte des cbm von 2500 kg und wiegt daher deren qm im Mittel $0{,}20 . 2500 = 500$ kg,

woraus folgt, dafs die Gewichte des qm beschotterter und gepflasterter Fahrbahn nahezu gleich angenommen werden können.

2. Gewicht der Zwischenschüttung oder Zwischenkonstruktion. Wird die Brückenbahn durch eine Zwischenschüttung von Sand oder Kies mit der mittleren Höhe h und dem Eigengewichte γ des cbm von bezw. 2000 und 2200 kg unterstützt, so ergiebt sich die mittlere Belastung des qm durch Zwischenschüttung $h\gamma$, wobei deren Höhe h von der Form der Abgleichung des Gewölbes abhängt und in der Regel vom Scheitel nach dem Widerlager hin zunimmt. Wendet man zur Unterstützung der Brückenbahn eine der Brückenbreite entsprechende Anzahl kleinerer, zur Brückenachse paralleler Halbkreis- oder Stichbogen-Gewölbe an, so läfst sich der mittlere Druck einer solchen Zwischenkonstruktion auf den qm annähernd, wie folgt, ermitteln.

Für eine 8 m breite Strafsen- oder zweigeleisige Eisenbahnbrücke werden gewöhnlich je 0,9 m weit gespannte Gewölbe von 0,25 m Stärke mit zwei Widerlagern von je 0,96 m und vier Zwischenmauern von je 0,38 m Stärke angeordnet, s. T. IV, F. 1. Nimmt man Stichbogengewölbe aus Backstein mit einem Gewichte des cbm von 2200 kg an, so ergiebt sich deren Gewicht für den qm Horizontalprojektion annähernd zu $0{,}25 . 2200 = 550$ kg. Ruhen die stützenden Mauern dieser Gewölbe direkt auf dem Brückengewölbe, so ergiebt sich für deren Dicke δ und Einheitsgewicht γ ihr Druck zu $\gamma h \delta$, worin δ zu bezw. 0,96 und 0,38, γ zu 2200 bis 2800, also im Mittel zu 2400 kg anzunehmen ist, während ihre Höhe h von der Form des Gewölberückens abhängt und vom Scheitel nach dem Widerlager hin wächst. Verbindet man die Mauern, um ihren örtlichen Druck möglichst gleichmäfsig auf die Hauptgewölbe zu verteilen, unten durch umgekehrte, meist segmentbogenförmige Sohlgewölbe aus Backstein, so kann deren Gewicht für den qm Horizontalprojektion wieder zu $0{,}25 . 2200 = 550$ kg angenommen werden.

3. Eigengewicht der Hauptgewölbe. Zur vorläufigen Ermittelung des Eigengewichtes der Hauptgewölbe mit dem Krümmungshalbmesser ρ_0' der inneren Gewölblinie in deren Scheitel ergiebt sich annähernd genug die Stärke d des Schlufssteines für Hausteingewölbe

$$d_h = 0{,}39 + 0{,}025 \, . \, \rho_0',$$

für Ziegelgewölbe

$$d_z = 0{,}43 + 0{,}028 \, . \, \rho_0',$$

für Bruchsteingewölbe

$$d_b = 0{,}48 + 0{,}031 \, . \, \rho_0'.$$

Wird das Gewölbe von seinem Scheitel bis zu seinem Anfang so verstärkt, dafs die in dieser Richtung allmählich zunehmende Pressung für die Flächeneinheit jeder Lagerfuge konstant bleibt, so beträgt für irgend einen Winkel α, welchen eine Lagerfuge mit der Lotrechten einschliefst, deren Länge

$$d_\alpha = \frac{d}{\cos \alpha},$$

welche für den Winkel ε am Gewölbanfange ihren gröfsten Wert d_ε annimmt, also im Mittel $\frac{d + d_\varepsilon}{2}$ beträgt. Bezeichnet nun s die mittlere Bogenlänge des Gewölbes und g das Gewicht des cbm Gewölbemauerwerk, so ergiebt sich annähernd das Eigengewicht des Gewölbes

$$G = g \, \frac{(d + d_\varepsilon)}{2} \, s,$$

welches von dem Scheitel nach dem Anfange hin in dem Verhältnisse $\frac{1}{\cos \alpha}$ wächst und nur bei Gewölben mit kleineren Spannweiten als gleichförmig auf die Bogenlänge verteilt angenommen werden kann.

III. Gesamtbelastung und Belastungshöhen. Die gesamte, aus Verkehrs- und Eigengewichtsbelastung zusammengesetzte Belastung, wovon die letztere wieder aus dem Gewichte der Brückenbahn, der Zwischenschüttung oder Zwischenkonstruktion und des Hauptgewölbes besteht, läfst sich der Einfachheit wegen durch eine Belastung mit durchweg gleichem Gewichte ihrer Kubikeinheit ersetzen, welche zugleich zur Vereinfachung der statischen Berechnung der Gewölbe dienen kann. Wählt man das Gewicht g des cbm Gewölbmauerwerk als Gewichtseinheit und bezeichnet mit d' die Höhe der Brückenbahn und Zwischenschüttung, mit g' deren mittleres Einheitsgewicht, ferner mit v die Verkehrsbelastung des qm, so erhält man die Höhe dieser Äquivalentbelastung oder die Belastungshöhe im Scheitel des Gewölbes

$$z_0 = d + \frac{d' g' + v}{g}, \qquad \qquad 1.$$

während die Belastungshöhe für einen beliebigen Punkt des Gewölbes

$$z = z_0 \, . \, C$$

beträgt, worin der Koeffizient C von den Krümmungsverhältnissen des Gewölbes sowie dem Neigungswinkel seiner Lagerfugen abhängt und später für die verschiedenen Gewölbe theoretisch zu ermitteln ist.

IV. Erd- und Wasserdruck. Der Seitendruck der Erde kommt nicht nur bei Berechnung der Widerlager, sondern auch bei Gewölben mit bedeutenderen Überschüttungshöhen in Betracht. Bezeichnet

h die lotrechte Höhe,
γ das Gewicht des cbm,
φ den Reibungswinkel

einer wagrecht abgeglichenen, cohäsionslosen Erdmasse, so beträgt, wenn die Reibung

der Erdmasse an der Hinterfläche des Mauerwerks vernachlässigt wird, deren wagrechter Seitendruck auf eine lotrechte Mauerfläche

$$E = \gamma \cdot \frac{1}{2} \, tang^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) h^2 = \gamma \, \psi \, h^2 \quad \ldots \ldots \ldots \quad 2.$$

mit dem Abstande des Angriffspunktes seiner Resultante von der Unterfläche der Erdmasse

$$e = \frac{1}{3} h \quad \ldots \ldots \ldots \quad 3.$$

Die zusammengehörigen Werte von φ, ψ und γ für verschiedene Erdarten können aus folgender Tabelle entnommen werden.

Erdarten.	Werte von			
	φ	ψ		γ
Sand, trocken	32°	0,1534	$\frac{1}{7}$	1640
„ feucht	24°	0,2106	$\frac{1}{5}$	1950
Thon, trocken	45°	0,0857	$\frac{1}{12}$	1600
„ durchweicht	bis 0°	0,5000	$\frac{1}{2}$	2000
Lehm, trocken	40°	0,1086	$\frac{1}{10}$	1500
„ durchweicht	bis 0°	0,5000	$\frac{1}{2}$	1900
Dammerde, trocken	37°	0,1240	$\frac{1}{8}$	1400
„ feucht	27°	0,1878	$\frac{2}{11}$	1700
Kieselsteine	36°	0,1295	$\frac{1}{8}$	2500
Grober Steinschotter	38°	0,1191	$\frac{1}{8}$	1600

Wird mit h_0 diejenige Höhe bezeichnet, auf welche eine cohärente, lotrecht abgestochene Erdmasse sich noch im Gleichgewicht erhalten kann, und welche für gewöhnliche Dammerde 1—2 m, für Lehm- oder Thonerde 2—4 m beträgt, so ergiebt sich mit Berücksichtigung der Kohäsion der Erdmasse deren wagrechter Druck auf eine lotrechte Mauerfläche

$$E = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot tang^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \left(1 - \frac{h_0}{h}\right), \quad \ldots \ldots \ldots \quad 4.$$

dessen Resultante in einem Abstande

$$e = \frac{h}{3} \left(1 + \frac{h_0}{2h} + \frac{h_0^2}{2h^2}\right) \quad \ldots \ldots \ldots \quad 5.$$

von der Unterfläche der Erdmasse angreift. Für $h_0 = 0$ erhält man für E und e die früheren Werte.

Erhält die Erdmasse die senkrechte Höhe h, darüber eine unter dem Winkel φ zur Horizontalen geneigte Böschung, so beträgt die Horizontalkomponente des aktiven Erddrucks auf eine lotrechte Wand von der Höhe h

$$E = \gamma \cdot \frac{cos^2 \varphi}{2} \cdot h^2 \quad \ldots \ldots \ldots \quad 6.$$

mit dem durch Gleichung 3 gegebenen Abstande des Angriffspunktes seiner Resultante von der Unterfläche der Erdmasse. Bezeichnet φ' den Reibungswinkel zwischen Erde und Mauerwerk, oder für den Grenzzustand des Gleichgewichtes den Winkel des Gesamterddruckes mit der Normalen zur vertikalen Mauerfläche, so berechnet sich die Vertikalkomponente des Erddruckes

$$V = E . tang\, \varphi' = \frac{\gamma h^2}{2} cos^2 \varphi . tang\, \varphi'$$

oder für $\varphi = \varphi'$

$$V = \frac{\gamma h^2}{2} . cos\, \varphi . sin\, \varphi \quad \ldots \quad 7.$$

Ist die hintere Mauerfläche nach aussen unter dem Winkel β zum Lote geneigt, so wirkt für $\varphi = \varphi_1$ der Gesamtdruck unter dem Winkel $\varphi + \beta$ zum Horizont und läfst sich in den wagrechten Druck

$$E = \gamma \frac{h^2}{2} . \frac{cos^2 (\varphi - \beta)}{cos^2 \beta} \quad \ldots \quad 8.$$

und in den lotrechten Druck

$$V = \frac{\gamma h^2}{2} . \frac{cos^2 (\varphi - \beta)\, tang\, (\varphi + \beta)}{cos^2 \beta} \quad \ldots \quad 9.$$

zerlegen.

Wird der qm einer wagrecht abgeglichenen Erdmasse von der Höhe h mit einer besonderen Belastung v beschwert, so beträgt der aktive wagrechte Erddruck

$$E = h \left(\gamma \frac{h}{2} + v\right) tang^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right), \quad \ldots \quad 10.$$

mit dem Abstande des Angriffspunktes seiner Resultanten von der Unterfläche der Erdmasse

$$e = \frac{\gamma h + 3 v}{3 \gamma h + 6 v} . h = \frac{h}{3} . \frac{\gamma h + 3 v}{\gamma h + 2 v} \quad \ldots \quad 11.$$

Bezeichnen, um den Seitendruck der Erde auf den Rücken eines Gewölbes zu bestimmen, y und $y + \Delta y$ die lotrechten Seiten eines paralleltrapezförmigen Belastungselementes der Füllerde über einem Teile des Gewölberückens, so beträgt, wenn die früheren Bezeichnungen beibehalten werden, die Differenz ΔE der auf die vertikalen Seiten wirkenden Drucke:

$$\Delta E = \gamma \psi \left[(y + \Delta y)^2 - y^2\right] = \gamma \psi (2 y\, \Delta y + \Delta y^2)$$

und, wenn das Quadrat der kleinen Gröfse Δy vernachlässigt wird,

$$\Delta E = 2 \gamma \psi y\, \Delta y,$$

endlich, wenn für Bodengattungen mit mittlerem Reibungswinkel $\psi = \frac{1}{8}$ gesetzt werden kann

$$\Delta E = \gamma . \frac{y}{4} . \Delta y \quad \ldots \quad 12.$$

§ 3. Material und Materialwiderstände.[*]) I. Materialien. Zur Ausführung steinerner Brücken eignen sich nur Bausteine, welche hinreichende Festigkeit mit Wetter- und Frostbeständigkeit verbinden und deren Bearbeitungs-, Herstellungs- und Transportkosten zugleich thunlichst gering sind. Zur Verwendung gelangen natürliche und künstliche Bausteine, erstere unter der Bezeichnung Hau- und Bruchsteine, je nachdem sie sorgfältig mit den Werkzeugen des Steinmetzen oder nur mit dem Mauerhammer bearbeitet werden.

Die Massengesteine, wie Granit, Porphyr, Grünstein, Trachyt und Basalt sind zwar meist sehr fest und dauerhaft, lassen sich aber schwer bearbeiten, während die Sedimentärgesteine, darunter viele Thon-, Kalk- und Kieselgesteine, besonders aber die besseren Sandsteine die erforderliche Festigkeit und Dauer mit einer gröfseren Lagerhaftigkeit und Bearbeitungsfähigkeit verbinden. Wo mehr und minder dauerhafte Steine gleichzeitig zur Verfügung stehen, werden die ersteren im äufseren, die letzteren im inneren des Mauerwerks, woselbst sie den Witterungseinflüssen weniger ausgesetzt sind, verwendet. Unter den künstlichen Bausteinen stehen die aus Thon geformten, hart ge-

[*]) Die Zahlenangaben und Tabellen stammen zum Teil aus dem IV. Kapitel der 1. Auflage: Ausführung der steinernen Brücken, bearbeitet von G. Mehrtens.



brannten Backsteine (Mauerziegel) voran. Dieselben haben nach dem deutschen Normalformat 25 cm Länge, 12 cm Breite und 6,5 cm Dicke.

Die Verwendung des Materiales hängt wesentlich von dessen örtlichem Vorkommen ab. So gelangen in Süddeutschland und Österreich mehr Hausteine, in Norddeutschland mehr Backsteine zur Verwendung. Auch in England, wo man der Marterialersparnis halber den Bauwerken kompliziertere Formen, unter Anwendung gekrümmter Flügel, von Hohlräumen in den Pfeilern u. s. w. giebt, findet der Backstein, da er sich hierfür ohne besondere Schwierigkeit eignet, ausgedehnte Anwendung. In Frankreich, wo man einen hohen Wert auf die sachgemäfse Zubereitung und Verwendungsweise des Mörtels legt, begnügt man sich oft mit geringerem und minder sorgfältig zubereiteten Steinmaterial.

Kleinere Brücken stellt man in neuerer Zeit statt aus einzelnen Bausteinen aus einem Gusse von Cementbeton, einem Gemenge von Cement mit Steinschlag, Kies oder grobem Sand her, welcher in die geeignete Form gegossen wird und dort verhältnismäfsig rasch zu einer zusammenhängenden Masse erhärtet. Unter anderen kann hier erwähnt werden, dafs die Portlandcement-Fabrik von Feege und Gotthard in Offenbach a. Main derartige Betoncement-Bogen mit einem Mischungsverhältnis von 1 Teil ihres Cementes auf $4^1/_2$ Teile grobkörnigen Sandes ausgeführt hat.[3])

Der zur Verbindung der Steine dienende Mörtel wird zu allen dem Wasser stets ausgesetzten Teilen, also in den Fundamenten und Pfeilersockeln als hydraulischer oder Wassermörtel, zu den dem Wasser nicht ausgesetzten Teilen, wie in den Pfeileraufsätzen, Gewölben und Stirnmauern, wohl als Kalk- oder Luftmörtel, zu allen zeitweise dem Wasser ausgesetzten Teilen, wie in den Pfeilerschäften, als Kalkmörtel mit hydraulischem Zusatz verwendet. Die zur Bereitung hydraulischer Mörtel dienenden Cemente und Zuschläge sind bekanntlich teils natürliche, teils künstliche und mehr oder minder thonhaltig, wodurch sie dem Mörtel die Eigenschaft verleihen, unter Wasser zu erhärten. Zu den natürlichen Zuschlägen gehören Trafs, Puzzolan- und Santorinerde, zu den künstlichen u. a. Ziegel- und Kalkmehl. Ziegelmehl wirkt schwächer als Trafs und kommt oft teuerer zu stehen, als Trafs oder billiger Cement. Durch Zusatz von ungelöschtem gesiebten Kalk läfst sich Mörtel aus magerem (thonhaltigen) Kalk und Sand gut hydraulisch machen. So bestand der Mörtel zu den Hauptteilen des Göltzsch- und Elsterthal-Viadukts aus 1 Teil gesiebtem Kalkmehl, 1 Teil Ziegelmehl und 1 Teil Sand, für das Ausfugen des Quadermauerwerks aus 1 Teil Ziegelmehl, 1 Teil gestofsener Schmiedeschlacke, 2 Teilen Kalk und 2 Teilen Sand. — Es empfiehlt sich namentlich den Cementmörteln besondere Aufmerksamkeit zuzuwenden und es geschieht dies in neuerer Zeit sowohl seitens der Fabrikanten durch Vervollkommnung der Herstellungsweise der Cemente, wie seitens der Bauverwaltungen durch planmäfsige Erprobung der Mörtelmischungen.

Das Mauerwerk aus natürlichen Steinen kommt auch im Brückenbau als Quadermauerwerk, als Bruchsteinmauerwerk und als Mischmauerwerk (Blendmauerwerk) zur Verwendung, wobei die Hausteine meist nur in den sichtbaren Aufsenflächen angewendet werden. Selbst Gewölbe stellt man aus Bruchsteinen und gutem Cementmörtel her, indem man erstere im Verbande mauert, oder mit dünnem Cementmörtel ausgiefst. Die unbearbeiteten Kalkbruchsteine der von der Vorwohler Cementfabrik in Holzminden in der ersteren Art ausgeführten schiefen Brücke über die Glesse sind beim Widerlager- und Gewölbmauerwerk sogar mit aus 1 Teil Cement und bezw. 7 und 5 Teilen Sand bestehendem Mörtel vermauert[4]), während die Bruchsteine in den Gewölben der Almabrücke

[3]) Vergl. Deutsche Bauz. 1879, S. 359.
[4]) Vergl. Deutsche Bauz. 1878, S. 458.



über die Seine in Paris mit flüssigem Vassy'schen Cement ausgegossen sind. Diese Gewölbe bestehen mit Ausnahme der aus Hausteinen gebildeten Stirnen aus völlig unbearbeiteten, an- und übereinander gereihten, porösen Bruchsteinen von geringem Gewicht und grofser Härte, welche nach rasch eingetretener vollständiger Erhärtung des Cementes mit demselben eine feste Masse bilden.[5])

Das Mauerwerk aus künstlichen Steinen wird meist in den Aufsenflächen aus besserem, härter gebrannten Material und aus geringerem Material im innern hergestellt, während das gemischte Mauerwerk aus Hausteinen, welche mit Backsteinen oder Bruchsteinen hintermauert werden, selten aus hartgebrannten Backsteinen in den Aufsenflächen und aus Bruchsteinen im innern besteht.

Die Pfeiler, besonders die dem Stofse treibender Eismassen ausgesetzten Strompfeiler erfordern mindestens unterhalb des höchsten Wasserstandes das festeste, entweder durchweg aus Quadern oder aus Mischmauerwerk — wobei man die Aufsenflächen mit festen Quadern verblendet und kräftige Binder und Durchbinder einzieht — bestehende Mauerwerk. Dagegen gestatten Pfeiler, welche ganz oder zum gröfsten Teil im Trocknen stehen, die Anwendung von massivem oder mit Hohlräumen versehenen Backstein- oder Bruchsteinmauerwerk, wobei oft nur die Gesimse-, Sockel- und Pfeilerkanten aus Hausteinen hergestellt werden. Binderschichten in geeigneten lotrechten Abständen erhöhen nicht nur die Festigkeit des Mauerwerks, sondern vermindern auch die Fortpflanzung von Verkehrsstöfsen. Die Gewölbe erfordern wegen des zu übertragenden Seitendruckes und der aufzunehmenden Verkehrsstöfse ein besonders sorgfältig ausgeführtes Mauerwerk; dasselbe wird entweder durchweg aus Quadern, aus Bruchsteinen, aus hartgebrannten Backsteinen, oder aus Mischmauerwerk hergestellt, wobei nur die Kämpfer- und Schlufssteinschichten oder die Stirnen aus Quadern hergestellt werden.

Kleinere Brücken führt man der Gleichmäfsigkeit der Ausführung halber am zweckmäfsigsten aus einem und demselben Steinmaterial z. B. aus Bruchsteinen oder Backsteinen aus oder verwendet dieselben wenigstens getrennt, indem man z. B. die Fundamente aus Bruchsteinen, das steigende (aufgehende) Mauerwerk aus Backsteinen herstellt. Der gröfseren Dauer wegen ist die Anwendung von festen Hausteinen zu den Abdeckungen der Flügel und Pfeilerköpfe, zu den Gesimsen und oberen Brüstungsteilen derjenigen von Rollschichten, in deren zahlreiche Fugen, selbst unter Anwendung von Cementmörtel, die Nässe leicht eindringt, vorzuziehen. Dagegen kann die letztere Anordnung bei interimistischen Brücken oder Brückenteilen, z. B. bei den Flügeln eingeleisiger Eisenbahnbrücken, welche später zur Aufnahme eines zweiten Geleises verbreitert werden sollen, mit Vorteil Anwendung finden. Bei Bachbrücken und kleinen Flufsbrücken werden die Fundamente und Pfeilersockel mit hydraulischem Mörtel, die oberen Teile in Luftmörtel, teils mit hydraulischen Zuschlägen, teils ohne dieselben ausgeführt. Bei nasser Witterung sind die hydraulischen Zuschläge zu verstärken, um das Abbinden des Mörtels zu beschleunigen, bei trockenem Wetter, um dem Mörtel die zu seiner Erhärtung nötige Feuchtigkeit nicht zu entziehen, zu vermindern.

Bei grofsen Brücken und Viadukten kann gleichartiges Material zur Verwendung kommen, oder das Material kann in der oben erwähnten Weise so gemischt werden, wie es der Widerstandsfähigkeit desselben und der Anspruchnahme jedes einzelnen Bauteiles entspricht. Auch die Verwendung des Mörtels ist die früher angegebene, je-

---

[5]) Vergl. Perdonnet et Polonçeau. Nouveau portefeuille de l'ingenieur des chemins de fer. Paris 1866 und Zeitschr. f. Bauw. 1856, S. 124.



doch erscheint es ratsam, demselben auch an allen über dem höchsten Wasserstande gelegenen Teilen einen Zusatz von Cement oder hydraulischem Kalk zu geben. Beim Aulne-Viadukt wurde beispielsweise an allen Stellen der Pfeiler, welche über 6 kg f. d. qcm Druck auszuhalten haben, zu jedem cbm Mörtel (aus hydraulischem Kalk und Sand bestehend) 100 kg Portlandcement zugesetzt. In Deutschland bestehen die hydraulischen Zuschläge meistens aus Trafs oder Cement und man kann den Veranschlagungen etwa die Zahlen der nachstehenden Tabelle zu Grunde legen.

Zusammensetzung des Mörtels und Verbrauch desselben für verschiedene Bauwerksteile.

No.	Mörtelart.	1 cbm Mörtel erfordert cbm					Verwendung.	Verbrauch in cbm für	
		Trafs	gel. Kalk	Sand	Cement	Ziegelmehl		Herstellung von 100 cbm Mauerwerk.	Ausfugen von 100 qm Ansichtsfläche.
1	Trafsmörtel	0,80	0,80	—	—	—	Sauberes Quadermauerwerk: Versetzen und Fugen.	6	0,09
2	do.	0,46	0,46	0,46	—	—	Bruchsteinmauerwerk bis zum höchsten Wasser.	28 bis 35	—
3	do.	0,25	0,50	0,75	—	—	Bruchsteinmauerwerk über dem höchsten Wasser.		
4	Cementmörtel	—	—	0,80	0,80	—	Werksteine der Gesimse und Brüstungen: Versetzen und Ausfugen.	7	0,12
5	do.	—	—	0,59	0,88	—	Backsteinmauerwerk der Gewölbeübermauerung und Abdeckung.	22—25	—
6	do.	—	—	0,83	0,27	—	Werksteine, Vergiefsen von Stofsfugen.	—	—
7	Cementmörtel verlängerter	—	0,38	0,76	0,13	—	Bruchsteinmauerwerk bis zum höchsten Wasser.	28	0,25 bis 0,50
8	do.	—	0,17	0,17	0,68	—	Bruchsteinmauerwerk: Ausfugen.	—	
9	Kalkmörtel	—	0,27	0,81	—	—	Bruchsteinmauerwerk über dem höchsten Wasser.	35	
10	do.	—	0,47	0,95	—	—	Gewöhnliches Quadermauerwerk: Versetzen und Fugen.	12—14	0,25
11	do.	—	0,47	0,95	—	—	Ziegelmauerwerk: Versetzen und Fugen.	25	0,38
12	do.	—	0,59	0,59	—	—	Quadergewölbe.	9,7	—
13	Ziegelmehlmörtel	—	—	0,47	0,47	0,47	Backsteinmauerwerk der Gewölbeübermauerung und Abdeckung.	22—25	—

Der Verbrauch an Mörtel zu Bruchstein- und Quadermauerwerk hängt übrigens wesentlich von der Güte der Ausführung und der mehr oder minder sorgfältigen Bearbeitung der Steine ab. So wurden zu 100 cbm Mauerwerk bei folgenden Bauwerken nachstehende Mörtelmengen in cbm verwandt.

	Bruchstein.	Backstein.	Quader.	
Strafsenbrücke über den Douro bei Regoa	25	—	4	cbm
Viadukte im Zschopau-Thale	28	25	7	„
Göltzsch- und Elsterthal-Viadukt	30	22,3	10—2,5	„
Dinan-Viadukt	31	—	10	„

II. **Druckfestigkeit der Steine und Mörtel.** Nach verschiedenen mit kleinen Probestücken angestellten Versuchen lassen sich für den qcm nachfolgender Gesteine annähernd die beistehenden Belastungen in kg annehmen, wobei die zulässige Pressung in dickeren Pfeilern etwa $\frac{1}{10}$, in dünnen Pfeilern etwa $\frac{1}{15}$ bis $\frac{1}{30}$ der Festigkeit an der Elasticitätsgrenze beträgt.

No.	Bezeichnung des Steinmaterials.	Bruch-festigkeit.	Festigkeit an der Elasticitäts-grenze.	Gröfste zulässige Pressung.
1	Diorit	890	667	45—23
2	Dolerit	880	660	44—22
3	Gneis	870	652	43—22
4	Granit	870	600	40—20
5	Porphyr	740	556	37—18
6	Grauwacke	730	547	36—18
7	Sandstein	700	525	35—17
8	Dolomit	610	457	30—15
9	Kalkstein	500	375	25—13
10	Marmor	400	300	20—10
11	Klinker	200	150	10—5
12	Mauerziegel	80	60	4—2

Angaben über die Festigkeit, die gröfste Pressung und das specifische Gewicht des bei verschiedenen gröfseren Brückenbauten verwandten Steinmaterials enthält die folgende Zusammenstellung (s. S. 125).

Die Druckfestigkeit des erhärteten Luftmörtels beträgt an der Bruchgrenze im Mittel 40 **kg** f. d. qcm, also bei 10facher Sicherheit 4 **kg**, diejenige des qcm Trafsmörtel aus 3 Teilen Kalk, 2 Teilen Trafs und 1 Teil Sand ergab nach 2- und 4-monatlicher Erhärtung bezw. 26 und 30 **kg**, diejenige des Cementmörtels:

a) nach französischen Versuchen bei einer Mischung von 1 Teil Cement und 2 Teilen Sand nach

1	4	8	12	Monat Erhärtungszeit
36	53	111	133	**kg** für den qcm.

b) nach holländischen Versuchen bei dem Bau des Kanals von Amsterdam nach Velsen unter dem Wasser des *Y* nach

2 Monat Erhärtungszeit		4 Monat Erhärtungszeit	
Mischung.	Druckfestigkeit des qcm in kg.	Mischung.	Druckfestigkeit des qcm in kg.
1 Cement, 1 Sand	50	1 Cement, 1 Sand	57
1 „ 2 „	31	1 „ 2 „	33
1 „ 3 „	20	1 „ 3 „	25
1 „ 4 „	14	1 „ 4 „	20

Die Zugfestigkeit des Trafs- und Cementmörtels ergab sich nach direkter Messung zu ca. $^1/_7$ und nach indirekter Messung bei auf Biegung beanspruchten Stäben zu ca. $^1/_8$ der Druckfestigkeit.[6])

III. Druckfestigkeit des Mauerwerks. Gewöhnliches Bruchsteinmauerwerk kann im Mittel mit 5—6 **kg**, mittelgutes Ziegelmauerwerk mit 7—9 **kg**[7]), sorgfältiges Quadermauerwerk im Mittel mit 10—12 **kg**, Beton im Mittel mit 4—5 **kg** f. d. qcm beansprucht werden.

---

[6]) Ausführliches über die Zug- und Druckfestigkeit der Cementmörtel s. Heinzerling. Angreifende und widerstehende Kräfte, S. 109—115 und Bauschinger. Mitteilungen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium in München.

[7]) Als zulässige Pressung des qcm in den Backstein-Pfeilern und -Gewölben der Berliner Stadtbahn wurde bezw. 7,5 und 9 kg angenommen. Vergl. Deutsche Bauz. 1875, S. 496.

Festigkeit, gröfste Pressung und specifisches Gewicht des bei verschiedenen Brückenbauten benutzten Steinmaterials.

Bauwerk.	Material.	Bruchfestigkeit (pro qcm in kg.)	gröfste Pressung (pro qcm in kg.)	Specifisches Gewicht.
1. Brücke St. Maixence	Sandstein aus den Brüchen daselbst .	390	16,0	2,00
2. Neuilly-Brücke	„ aus den Brüchen von Saillancourt	100	12,8	2,30
3. Fulda-Brücke bei Kragenhof	Sandstein, bunter aus dem Fuldathale .	850—1000	—	} 2,20
	„ „ aus den Vorbergen des Meifsner	550—950	—	
	Sandstein aus der Umgegend von Kassel	250	—	2,00
4. Enz-Viadukt bei Bietigheim	Keupersandstein	340	8,5	—
5. Diemel-Viadukt bei Haueda	Sandstein	240	—	—
6. Striegisthal-Viadukt	Sandstein	270—360	12,0	2,20
7. Neifse-Viadukt bei Görlitz	Granit	1100	—	2,6—2,7
8. Viadukte im Zschopauthale	Granit, körniger a. d. Brüchen bei Waldheim	900	—	2,56
	Granulit, dichter vom Pfaffen- und Heilgenbornberge	1050	—	2,65
	Gneis aus den Wolsdorfer Brüchen . .	430—470	—	2,34
	Porphyr von Nauhayn	430	—	2,42
	„ von Trautendorf, rötlich . .	340—370	—	2,40
	„ „ „ weifs-gelblich	290	—	2,30
	„ von Rochlitz, blaurot	200	} 22,7	2,00
	Sandstein, Kirchleithner	180		—
9. Göltzschthal-Viadukt	Sandstein von Pirna	320	—	—
	„ von Eisenberg	340	—	—
	„ von St. Gangloff	390	—	—
	„ von Mannsdorf	380—390	—	—
	„ roter von Rochlitz	210	—	—
	Granit, feinkörnig von Schreiersgrün .	1350	} 15,3	—
	„ f. mit grofsen Feldspathkrystallen	470		
	Handziegel, weiche	145	—	—
	Handziegel, mittelharte	200	} 11,0	—
	„ hartgebrannte	300		
	Maschinenziegel von Werdau trocken bezw. nafs (24 Stunden im Wasser) — weich .	45—36	—	1,77—2,05
	— mittel .	90—75	—	1,83—2,09
	— hart . .	110—180	—	2,00—2,17
10. Elsterthal-Viadukt	Granit, weifser von Brambach . . .	400	} 7,9	—
	„ gelblicher „ „ . . .	270		
	„ gelber „ „ . . .	500		
	Handziegel, weiche	125—240	} 11,0	} 1,80—2,00
	„ mittelharte	230—320		
	„ harte	260—330		
11. Warthe-Brücke bei Wronke	Ziegel	135	—	—
12. Werra-Brücke bei Münden	Sandstein von Witzenhausen	790—1100	—	—
13. Albert-Brücke in Dresden	Verschiedene Sandsteine der sächsischen Schweiz (280—350 kg), durchschnittl.	320	—	1,98—2,19
	Thonziegel von Kollrepp in Meifsen .	350	—	—
	„ von Buschbad in Meifsen .	320	—	—
14. Nagold-Brücke bei Teinach	Sandstein, bunter	über 300	29,3[8])	2,3
15. Wäldlitobel-Brücke der Arlbergbahn	Bruchstein mit Kufsteiner Cementkalk .	180	14	—

8) 40 kg f. d. qcm $\left(= \frac{1}{7}\right.$ der Festigkeit des Materials$\left.\right)$ kommen vor bei der Eisenbahnbrücke von Champigneules nach Umänderung derselben, vergl. § 31 des folgenden Kapitels.

Über die in den Gewölben, Pfeilern und Fundamenten einiger Brücken und Viadukte stattfindenden Pressungen macht Morandière[9]) folgende Angaben.

No.	Bezeichnung der Brücke.	Spannweite m	Höhe der Brücke m	Pfeilerstärke m	Pressung des qcm in kg			
					Scheitel.	Kämpfer.	Sockel.	Fundament.
1	Neuilly-Brücke	39,00	14,65	4,20	12,78	11,68	11,68	7,69
2	Alma-Brücke	43,00	11,50	4,60	12,47	9,07	9,07	7,22
3	Orleans-Brücke	32,50	14,00	5,85	9,93	8,28	8,28	7,63
4	Dreifaltigkeitsbrücke	29,19	9,00	7,88	15,46	3,95	4,65	—
5	Indre-Viadukt	9,80	22,90	2,20	2,36	3,11	4,57	2,24
6	Chaumont-Viadukt	10,00	50,00	1,30	2,95	5,00	10,00	—
7	Manse-Viadukt	15,00	33,10	3,40	3,21	5,07	5,71	4,46

Diese Pressungen werden in den Pfeilern einiger Kirchen zum Teil noch bedeutend überschritten und betragen nach Rondelet am St. Peter in Rom 17, am St. Paul in London und in Rom 20, am Pantheon in Paris 30, am Dom des Invalidenhauses zu Paris 31, und an der Kirche Allerheiligen zu Angers sogar 46 kg auf den qcm.

Über die Pressungen in Brückengewölben giebt Fontenay[10]) folgende Zusammenstellung.

No.	Bezeichnung des Bauwerks.	Bezeichnung des Baumateriales.	Form der Öffnung.	Spannweite m	Pfeilhöhe m	Krümmungshalbmesser m	Pressung des qcm kg
1	Göltzschthal-Viadukt 1. Etage .	Backstein	Stichbogen	11,90	—	7,13	9,82
	do. 2. Etage .	"	"	12,74	—	7,13	10,99
	do. 3. Etage .	"	"	13,60	—	7,13	9,81
	do. 4. Etage .	"	Halbkreis	14,26	7,13	7,13	7,58
2	Elsterthal-Viadukt	"	"	7,08	3,54	3,54	10,17
3	Viadukt zu Mireville	"	"	8,50	4,25	4,25	6,30
4	Indre-Viadukt	Hau- u. Bruchstein	"	9,80	4,90	4,90	5,74
5	Viadukt zu Barentin	Backstein	"	15,00	7,50	7,50	5,42
6	Viadukt zu St. Germain . . .	Bruch- u. Mühlstein	"	10,00	5,00	5,00	4,81
7	Viadukt zu Chapples	Backstein	"	9,00	4,50	4,50	3,03

Da die Pressungen in Gewölben von ihrem Krümmungshalbmesser, von ihrem Eigengewichte, von dem Gewichte ihrer Überschüttung, sowie von ihrer Verkehrsbelastung und von der Stärke ihrer Schlufssteine abhängen, so lassen sich dieselben für ausgeführte Gewölbe in der unter „Theorie“ zu erörternden Weise statisch berechnen und für die Bestimmung von Gewölbestärken auszuführender Brücken verwerten. Die Ergebnisse dieser Berechnung enthält die nachstehende Tabelle, s. S. 127.

IV. Elasticität der Steine und des Mauerwerks. Sowohl die Steine als die Mörtel erfahren eine ihrer Anspruchnahme entsprechende Formänderung, über welche man in neuerer Zeit Versuche und Beobachtungen angestellt hat. So hat Köpcke[11]) durch Versuche mit prismatischen Stäben den Elasticitätsmodul von thonigem Cottaer Sandstein, Sandstein aus dem Liebethaler Grunde und kieseligem Sandstein zu bezw. 64057, 69670 und 58372 kg, ferner von Mörtel aus reinem Cement, aus 1 Cement, 1 Sand und aus 1 Cement, 2 Sand zu bezw. 136000, 168428 und 147050 kg gefunden

[9]) Vergl. dessen: Traité de la construction des ponts et viaducs. Paris 1874. I. Fasc. S. 230.

[10]) Vergl. dessen: Construction des viaducs, pont-aqueducs, ponts etc. Paris 1852.

[11]) Nach dessen Messung von Bewegungen an Bauwerken mittelst der Libelle in Mitteilungen des sächsischen Ing.- u. Arch.-Ver. N. F. 1877, S. 38.

Zusammenstellung der in den Schlufssteinen der Gewölbe von Eisenbahnen- und Strafsenbrücken in Haustein, Backstein und Bruchstein stattfindenden Pressungen.

Die Belastung ist bei Eisenbahnbrücken zu 2800 kg p. qm, bei Strafsenbrücken zu 1800 kg f. d. qm angenommen.

No.	Krümmungshalbmesser ρ_0' im Scheitel			Stärke d des Schlufssteins			Krümmungshalbmesser $\rho_0' + \frac{d}{2}$ der Stützlinie im Scheitel			Gewicht g des Gewölbmauerwerks			Pressung p des Schlufssteins von Eisenbahnbrücken			Pressung p des Schlufssteins von Strafsenbrücken		
	Haustein m	Backstein m	Bruchstein m	Haustein m	Backstein m	Bruchstein m	Haustein m	Backstein m	Bruchstein m	Haustein kg p. qm	Backstein kg p. qm	Bruchstein kg p. qm	Haustein kg p. qm	Backstein kg p. qm	Bruchstein kg p. qm	Haustein kg p. qm	Backstein kg p. qm	Bruchstein kg p. qm
1	5	—	—	0,52	—	—	5,26	—	—	2500	—	—	41 500	—	—	31 400	—	—
2	—	5	—	—	0,58	—	—	5.29	—	—	2000	—	—	36 100	—	—	27 000	—
3	—	—	5	—	—	0,64	—	—	5,32	—	—	2200	—	—	35 000	—	—	27 000
4	10	—	—	0,64	—	—	10,32	—	—	2500	—	—	71 000	—	—	54 800	—	—
5	—	10	—	—	0,71	—	—	10,35	—	—	2000	—	—	61 500	—	—	47 000	—
6	—	—	10	—	—	0,79	—	—	10,39	—	—	2200	—	—	59 700	—	—	46 500
7	15	—	—	0,77	—	—	15,38	—	—	2500	—	—	94 400	—	—	74 400	—	—
8	—	15	—	—	0,85	—	—	15,42	—	—	2000	—	—	81 600	—	—	63 500	—
9	—	—	15	—	—	0,95	—	—	15,47	—	—	2200	—	—	79 600	—	—	63 300
10	20	—	—	0,89	—	—	20,44	—	—	2500	—	—	115 400	—	—	92 400	—	—
11	—	20	—	—	0,99	—	—	20,49	—	—	2000	—	—	98 900	—	—	78 200	—
12	—	—	20	—	—	1,10	—	—	20,55	—	—	2200	—	—	97 500	—	—	78 900
13	25	—	—	1,02	—	—	25,51	—	—	2500	—	—	133 800	—	—	108 800	—	—
14	—	25	—	—	1,13	—	—	25,52	—	—	2000	—	—	114 300	—	—	91 700	—
15	—	—	25	—	—	1,26	—	—	25,55	—	—	2200	—	—	113 000	—	—	92 700
16	30	—	—	1,14	—	—	30,57	—	—	2500	—	—	151 000	—	—	124 300	—	—
17	—	30	—	—	1,26	—	—	30,63	—	—	2000	—	—	129 300	—	—	105 000	—
18	—	—	30	—	—	1,41	—	—	30,70	—	—	2200	—	—	128 500	—	—	106 700
19	35	—	—	1,27	—	—	35,63	—	—	2500	—	—	167 600	—	—	139 600	—	—
20	—	35	—	—	1,47	—	—	35,70	—	—	2000	—	—	142 300	—	—	117 000	—
21	—	—	35	—	—	1,51	—	—	35,78	—	—	2200	—	—	142 500	—	—	119 700
22	40	—	—	1,39	—	—	40,69	—	—	2500	—	—	183 700	—	—	154 400	—	—
23	45	—	—	1,52	—	—	45,76	—	—	2500	—	—	198 700	—	—	168 600	—	—
24	50	—	—	1,64	—	—	50,82	—	—	2500	—	—	213 800	—	—	182 800	—	—
25	55	—	—	1,77	—	—	55,88	—	—	2500	—	—	228 100	—	—	196 500	—	—
26	60	—	—	1,89	—	—	60,94	—	—	2500	—	—	242 600	—	—	210 400	—	—

und bei einem Stabe mit der zuletzt erwähnten Zusammensetzung beobachtet, dafs dessen Durchbiegung bei anhaltender Belastung wuchs und nach der Entlastung nur zum Teil verschwand: eine Thatsache, welche sich auch bei den oben erwähnten Sandsteinen zeigte. Über den Elasticitätsmodul und die bleibende Zusammendrückung und Ausdehnung mehrerer, insbesondere der wichtigsten bayerischen Bausteine hat Bauschinger[12]) Versuche gemacht und deren Ergebnisse graphisch dargestellt, aus welchen folgt, dafs derselbe für die verschiedenen geprüften Steinsorten sehr verschieden, für harte Steine, sowie für die meisten Kalksteine nahezu konstant und dann sehr grofs ist, bei körnigen Steinen, wie beim Granit bei steigender Belastung merklich abnimmt.

Der Elasticitätsmodul von Mauerwerk ist durch Messung der Senkungen δ von Tunnelgewölben und für Quader- und Ziegelmauerwerk mit Hilfe der Gleichung

$$E = \left(\frac{s_1 P_1}{f_1} + \frac{s_2 P_2}{f_2}\right) \frac{\cos\alpha}{\delta}$$

ermittelt worden[13]), worin s_1 und s_2 bezw. die Länge des Gewölbebogens vom Fufsstein bis zur Bruchfuge und von der Bruchfuge bis zum Scheitel, P_1 und P_2 die normal zu den untersten Fugen dieser Gewölbteile wirkenden Kräfte, f_1 und f_2 die Querschnittsflächen dieser Fugen für die Längeneinheit des Gewölbes bezeichnen und α den Winkel bedeutet, welchen die Bruchfuge mit dem Horizont einschliefst. Auf diese Weise ergab sich beim Ratkonga-Tunnel rund für

Mauerwerk aus	der Elasticitätsmodul (Zusammendrückung) des Mauerwerks für den qcm in kg	
	beim Ausrüsten	6 Wochen nach dem Mauerschlufs
Porphyrquadern mit dem Verhältnis 1:25 der Mörtelfugen zur Quaderstärke	1000 bis 2000	15 000
Backsteinen mit dem Verhältnis 1:10 der Fugen zur Steinstärke	1200	12 000.

Ein Teil dieser Senkung ist jedenfalls der Wirkung des Eigengewichtes des Gewölbmauerwerks und der Einpressung des Mörtels in die Poren der Lagerfugen der Steine zuzuschreiben und wurden bei Ringen des genannten Tunnels unter druckfestem Gebirge bei Quaderringen zu 12 mm, bei Backsteinringen zu 8 mm ermittelt, weshalb bei den hier in die Rechnung eingeführten Scheitelsenkungen im ersten Falle 10 mm, im zweiten Falle 5 mm in Abzug gebracht sind, um den oben erwähnten Umständen Rechnung zu tragen.

Auch mit aus Cementbeton hergestellten, also fugenlosen Bogen hat man Belastungsversuche angestellt, welche deren Elasticität darthun, indem die durch die Belastung bewirkte Senkung nach der Entlastung zum gröfsten Teile verschwand. Zwei solche in der Portlandcement-Fabrik von Feege & Gotthard mit einem Mischungsverhältnis von 1 Teil Cement auf 4½ Teile grobkörnigen Sandes hergestellte Bogen von 4 m Spannweite und 0,4 m Pfeilhöhe, welche am Tage der Prüfung 3½ Monat alt waren, zeigten unter folgenden Belastungen des qcm die beistehenden Durchbiegungen in mm[14]):

	Kämpferstärke cm	Scheitelstärke cm	Belastung kg	Durchbiegung mm
Bogen I	10	9	4847,25	21,5
Bogen II	6,5	12	6887,25	18,5,

---

[12]) Vergl. dessen Mitteilungen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium der k. technischen Hochschule in München. Heft 5 u. 10.

[13]) Vergl. J. Gröger. Die Statik der Tunnelgewölbe in druckreichem Gebirge. Prag 1881, S. 60 ff.

[14]) Vergl. Deutsche Bauz. 1879, S. 358 ff.

woraus folgt, dafs bei diesen elastischen Bogen derjenige mit der geringeren Kämpfer- und gröfseren Scheitelstärke trotz der fast $1^1/_2$ fachen Belastung unter übrigens gleichen Umständen eine um $^1/_7$ geringere Durchbiegung zeigte.

Über die Ergebnisse von Versuchen, welche die Firma Dyckerhoff & Widmann mit Betonbogen angestellt hat, berichtet Engesser (Deutsche Bauz. 1881, S. 580 ff.), dafs der hierzu verwendete Beton aus 1 *V.* (Volumteil) Portlandcement (1 Teil Cement auf 3 Teile Sand), $^1/_4$ *V.* scharfer Rheinsand und $^{16}/_8$ *V.* Kies bestand und die Erhärtungszeit 4 Wochen betrug. Die fünf je 0,75 m breiten Versuchsbogen besafsen verschiedene Stärken, eine Lichtweite von 3,5 m, waren zwischen durchlaufenden Betonmauern eingespannt, welche in je 1 m Abstand durch eiserne Zugstangen verbunden waren, und erhielten nacheinander eine zunehmende Belastung im Scheitel, sowie eine gleichförmig über den ganzen und eine solche über den halben Bogen verteilte Belastung, wobei sie vor dem Bruche mehr oder minder bedeutende, teilweise bleibende Einsenkungen zeigten. Hinsichtlich der Ergebnisse der einzelnen Versuche ist auf die Quelle zu verweisen und hier nur zu bemerken, dafs ähnliche Betonbogen wegen ihrer hohen Tragfähigkeit bei verhältnismäfsig geringen Abmessungen sich bei Herstellung von leichten Brücken mit mäfsigen Spannweiten empfehlen. Hierbei erweisen sich im Einklang mit vorstehenden Versuchen und mit der Theorie Bogen von gleicher Stärke bei gleichmäfsiger Belastung tragfähiger, als Bogen mit von den Enden nach dem Scheitel zunehmender Stärke, trotz der im letzteren Falle eingetretenen geringeren Scheitelsenkung.

Über weitere Stabilitätsversuche mit Gewölbebogen vergl. Arche d'essai très-surbaissée. Ann. des ponts et chaussées. 1866. 2. Sem. S. 10. — Arche d'essai exécuté dans la carrière de Souppes. Daselbst. 1868. 2. Sem. S. 130. — Stabilitätsversuch mit einem Gewölbe von geringer Steinstärke. Revista de obras publicas. 1866, No. 2. — Perrodil. Versuche an Gewölbbögen aus Ziegeln in Cementmörtel. Ann. des ponts et chaussées. 1882. Aug., S. 111. — Probebelastung einer Beton-Brücke. Schweiz. Bauz. 1883. Nov., S. 127.

Auch Temperatur und Nässe bringen eine Formveränderung der Steine hervor, worüber einzelne Beobachtungen vorliegen. Die nach Ausrüstung der grofsen Sandsteingewölbe der Albertbrücke in Dresden angestellten Beobachtungen Kuhn's ergaben bei Zunahme und Abnahme der Temperatur bezw. ein Steigen und Sinken der Gewölbe, woraus folgte, dafs diese Sandsteingewölbe sich innerhalb der Temperaturgrenzen von 15 bis 20° C., für 1° C. etwa um 0,0000088, also für 100° C. um 0,00088 ihrer Länge ausgedehnt haben, was einer linearen Ausdehnung derselben von etwa $^2/_3$ derjenigen des Stabeisens entspricht.

Die mit angenäfsten Prismen aus Stein- und Cementmörtel angestellten Untersuchungen haben gezeigt, dafs eine Nässung mit Salzlösung, wie sie bei Seebauten vorkommt, eine gröfsere Volumenänderung hervorbringt als gewöhnliches Wasser und dafs die erstere nach dem Austrocknen nicht mehr vollständig verschwindet. So betrug die Ausdehnung eines bis zur halben Dicke angenäfsten Prismas aus

	reinem Cement	1 Cement 2 Sand	Cottaer Sandstein	grobem Kieselsandstein
genäfst mit Wasser . . .	—	0,000157	0,00009	0,0000131
„ „ Salzwasser . .	0,000783	—	0,000245	0,000046
			0,000197 (bleibend).	

Die mit verschiedenen, in einem Troge vollständig angenäfsten Sandsteinsorten angestellten Messungen haben Ausdehnungen von 0,00006 bis 0,00012 ihrer ursprünglichen Länge ergeben.[15])

[15]) Vergl. Köpcke a. a. O. S. 36 u. 37.



V. **Druckfestigkeit des Baugrundes.** Nach mehrfachen Versuchen und zahlreichen Erfahrungen beträgt die zulässige Belastung des qcm natürlichen Baugrundes bei Lehm- oder bei mit Sand untermischtem Thonboden von hinreichender Ausdehnung und Mächtigkeit 2 bis 3 kg, bei gewöhnlichem festen Baugrund 4 bis 5 kg, auch die zulässige Belastung des qcm Sandboden kann zu 4 bis 5 kg angenommen werden.[16])

Bei sehr festem, trockenen, auf felsigem Untergrunde ruhenden Thonboden steigt die zulässige Belastung des qcm auf 7 bis 12 kg.

Die zulässige Belastung des qcm künstlich befestigten Baugrundes[17]) beträgt bei Anwendung von Sandschüttungen mit einer Mächtigkeit von durchschnittlich 2 m 2 bis 3 kg, von Schwellrost 2 bis 3 kg, von Betonierung auf festem, 0,75 bis 1 m mächtigen Untergrund 4 bis 5 kg, von Pfahlrost bei

a) tiefstehendem Moorboden, der auf 0,6 qm Grundfläche einen Pfahl von 5000 bis 7500 kg Tragfähigkeit aufnimmt, 0,8 bis 1,2 kg;
b) besserem Baugrunde, wobei auf 0,8 qm mit 4facher Sicherheit ein Pfahl von 25000 kg Tragfähigkeit zu rechnen ist, 2 bis 4 kg;
c) besserem Baugrunde und genügendem Eintreiben der Pfähle in die feste Bodenschichte 4 bis 5 kg;
d) festerem, durch Pfähle gedichteten Lehm-, Thon- oder Sandboden bis 7 kg.

In jedem zweifelhaften oder wichtigeren Falle ist die Tragfähigkeit des Baugrundes besonders zu ermitteln, was entweder durch direkte, längere Zeit dauernde Belastung oder durch Einrammen von Versuchspfählen geschieht, aus deren Tiefe t des Eindringens beim letzten Schlage man die Tragfähigkeit berechnet. Bezeichnet

G das Gewicht, h die Fallhöhe } des Rammklotzes
g das Gewicht des Pfahles und
N einen Sicherheitskoeffizienten, den Eytelwein gleich 4 setzt,

so beträgt nach Brix die zulässige Belastung der Flächeneinheit des Baugrundes

$$w = \frac{1}{N} \cdot \frac{h\, G^2 g}{t\,(G+g)^2}.$$

Pfählen, welche bei einer Hitze von 15 bis 20 Schlägen eines 400 kg schweren Rammklotzes zuletzt nur 13 mm eingedrungen sind, entspricht nach mehrfachen Beobachtungen eine Tragfähigkeit von 17500 kg. Sganzin giebt die Tragfähigkeit von Pfählen, die bei Anwendung einer

Kunstramme mit ca. 625 schwerem Bär und 3,5 m Fallhöhe in einer Hitze von 10 Schlägen, oder einer

Zugramme mit ebenso schwerem Bär und 1,2 m Fallhöhe in einer Hitze von 30 Schlägen

etwa 12 cm eingedrungen sind, zu 26000 kg an. Vergleiche hierzu den ersten Band dieses Werks (2. Aufl.) Kap. VII, S. 305.

---

[16]) Versuche mit dem sandigen Untergrund der Berliner Verbindungsbahn ergaben für den qcm 4,5 kg, vergl. Deutsche Bauz. 1875, S. 496.

[17]) Über diese und die folgenden Angaben vergl. Heinzerling. Angreifende und widerstehende Kräfte. 2. Aufl. S. 116 ff.

A. Grundzüge der Theorie.

a. Plattenbrücken.

§ 4. Statische Berechnung der Plattenbrücken. — Bezeichnet

Q die gröfste auf einer Platte ruhende Einzellast,

k das über die Platte gleichförmig verteilte Eigen- und Überschüttungsgewicht einschl. Oberbau oder Fahrbahn,

l die von Mitte zu Mitte ihrer aufruhenden Teile reichende Stützweite der im Querschnitt rechteckigen Platte von der Breite β und Dicke δ,

z die Zugfestigkeit der Quadrateinheit des Plattenmateriales,

so ergiebt sich mit Bezug auf T. IV, F. 2 bei Überschüttungshöhen bis zu 1 m entweder bei gegebener Breite der Platte deren erforderliche Stärke

$$\delta = \sqrt{\frac{3}{2}\left(Q + \frac{k}{2} \cdot l\right) \frac{l}{\beta z}} \qquad 13.$$

oder bei Platten von gegebenen Querschnittsdimensionen, deren gröfste zulässige Stützweite

$$l = -\frac{Q}{k} + \sqrt{\frac{4}{3} \cdot \frac{z}{k} \beta \delta^2 + \left(\frac{Q}{k}\right)^2} \qquad 14.$$

Für Plattenbrücken mit Überschüttungen über 1 m Höhe, bei welchen sich die Verkehrslast v annähernd gleichförmig auf die Platten verteilt, erhält man deren erforderliche Stärke

$$\delta = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{3(k+v)}{z\beta}} \qquad 15.$$

und deren gröfste zulässige Spannweite

$$l = 2\delta \sqrt{\frac{z\beta}{3(k+v)}} \qquad 16.$$

Die zulässige Anspruchnahme des Steins auf Zug beträgt nach zahlreichen Versuchen bei 20facher Sicherheit für qcm und kg im Mittel bei

Quarz	8,0	Sandstein im Mittel	4,5
Basalt[18])	6,0	Kieselschiefer	2,0
Glimmerschiefer	5,0	Kalkstein	1,5
Granit	5,0	Grauwackenschiefer	1,4

Nimmt man annähernd an, dafs die Auflagermauern nur den Seitendruck der nach dem natürlichen Böschungswinkel ρ abgeschrägten Erde auszuhalten haben, während die zwischen den beiden natürlichen Böschungsflächen befindliche Erdmasse nebst Deckplatte jede derselben mit dem Gesamtgewichte V lotrecht belastet, so ergiebt sich

[18]) Vergl. Über die Biegungsfestigkeit des Säulenbasaltes und dessen Verwendung zur Überdeckung von Durchlässen. Deutsche Bauz. 1870, S. 805 ff.

bei Vermeidung von Zugspannungen im Mauerwerk und ohne Berücksichtigung der Reibung der Erde am Mauerwerk mit Bezug auf die Bezeichnungen der Figur die Gleichung

$$V\frac{b}{6}+\gamma\frac{b^2 h}{6}-\gamma_1\frac{h^3\cos^2\rho}{2}\cdot\frac{h}{3}=0.$$

und hieraus die erforderliche Mauerstärke

$$b=-\frac{V}{2\gamma h}+\sqrt{\frac{\gamma_1}{\gamma}\cos^2\rho\,.\,h^2+\left(\frac{V}{2\gamma h}\right)^2}, \quad \ldots\ldots \quad 17.$$

worin γ und γ_1 das specifische Gewicht bezw. des Mauerwerks und der Erdmasse bezeichnen, und für die Tiefeneinheit nahezu

$$V=\frac{\gamma_1}{2}\left(0{,}8\,h+l'+\frac{h'}{tang\,\rho}\right)+\frac{\gamma}{2}(2\,l-l')\,\delta \quad \ldots\ldots \quad 18.$$

gesetzt werden kann, wobei die Verkehrsbelastung nicht berücksichtigt ist. Wo die Erdmasse zeitweise völlig durchnäfst werden kann, ist in den beiden letzten Gleichungen $\rho = 0$ zu setzen.

b. Gewölbe.

§ 5. Arten der Brückengewölbe und Entwickelung ihrer Theorie. Je nachdem die Brückengewölbe aus Wölbsteinen bestehen, welche unter sich entweder durch Mörtel verbunden werden oder nicht (Mörtelgewölbe, Trockengewölbe), oder aber aus einer ziemlich homogenen Masse hergestellt werden, welche Fugen nicht enthält und einen mehr oder minder gleichen Zusammenhang besitzt (Massivgewölbe), so erfordern dieselben eine dieser verschiedenen Beschaffenheit entsprechende theoretische Behandlung.

Trockengewölbe, also Gewölbe, welche nur vermöge eines keilförmigen Schnittes ihrer Steine in ihrer Lage erhalten werden, sind nach den Gleichgewichtsbedingungen für Verschiebung ihrer einzelnen Gewölbsteine auf ihren Lagerfugen und für Drehung um ihre Kanten, Massivgewölbe dagegen, welche sich als gekrümmte Träger gegen feste Widerlager stemmen, nach den Gleichgewichtsbedingungen elastischer Bogenträger (vergl. das Kapitel „Eiserne Bogenbrücken" dieses Werks) zu beurteilen. Mörtelgewölbe erfordern, je nachdem sie — wie manche Quadergewölbe — als Trockengewölbe oder — wie mit Cement gemauerte Backsteingewölbe — als Massivgewölbe zu betrachten sind, die Anwendung der ersteren oder der letzteren Theorie, und die angegebenen Hauptarten unterscheiden sich hauptsächlich dadurch, dafs Trockengewölbe nur Druck, Massivgewölbe dagegen Druck und Zug entwickeln können. Nach den jeweilig für das statische Gleichgewicht zu Grunde gelegten Annahmen haben sich im Laufe der Zeit verschiedene Theorien entwickelt.

Ältere und neuere Theorien. Die erste, auf die Annahme, dafs Gewölbsteine nur Gleitbewegungen ausführen können, gestützte Gleitungstheorie stellte de la Hire im J. 1712 auf, indem er voraussetzte, dafs der mittlere Teil des Gewölbes auf den etwa in der halben Höhe des Gewölbes gedachten, glatten Fugen der unteren Gewölbteile abzugleiten strebe. Eytelwein erweiterte diese Theorie im J. 1808, indem er eine Vermehrung der Fugen und diese selbst zuerst auch glatt annahm, später aber auch die Reibung berücksichtigte.

Die zweite, auf die Annahme, dafs Gewölbsteine auch Drehbewegungen ausführen können, gegründete Kantungstheorie stellte Coulomb im J. 1773 auf, indem er annahm, dafs dem Einsturz eines Gewölbes innerhalb seiner Schenkel die Bildung einer Bruchfuge vorangehe und den Einsturz entweder dem Gleiten des oberen Gewölbteiles auf den beiden unteren Gewölbteilen, oder einer Drehung der einzelnen Wölbstücke um

ihre Kanten nach innen oder nach aufsen, je nachdem der obere Teil oder die beiden unteren Teile mehr belastet seien, zuschrieb. Die von Boistard im J. 1808 im grofsen Mafsstabe angestellten Versuche bestätigten diese Theorie, zeigten aber, dafs man in allen praktischen Fällen den Einsturz der Gewölbe nur durch Kantung, nicht aber durch Gleiten auf ihren Lagerflächen zu erwarten habe. Während in den Jahren 1820 Audoy, 1823 Lamé und Clapeyron, 1826 Navier und 1827 Mery diese Theorie erweiterten, ersetzte Poncelet im J. 1835 deren analytische Behandlung durch eine graphische.

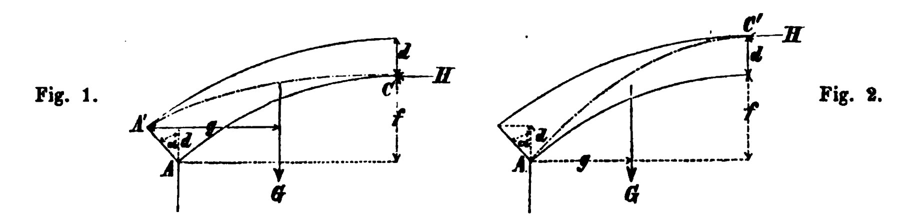
Im Verlaufe dieser Untersuchungen wurden die mit der höheren oder tieferen Lage des Angriffspunktes der Druckresultanten in der Scheitel- und Kämpferfuge wechselnden Werte des Horizontaldruckes, insbesondere dessen Maximum und Minimum bestimmt. Mit Bezug auf Fig. 1 und 2 ist nämlich bezw.

$$H\,max = \frac{Gg}{f-d},$$

wenn der Horizontaldruck im untersten Punkte C der Scheitelfuge angreift und das Gewölbe um den obersten Punkt A' der Kämpferfuge zu drehen sucht, und

$$H\,min = \frac{Gg}{f+d},$$

wenn der Horizontaldruck im obersten Punkte C' der Scheitelfuge angreift und das Gewölbe um den untersten Punkt A der Kämpferfuge zu drehen sucht.



Die dritte, auf die Annahme, dafs das Gleichgewicht eines Gewölbes sich ebenso, nur in umgekehrter Lage herstelle, wie bei einer beiderseits aufgehangenen, analog belasteten Kette, gegründete Theorie der Stützlinie stellte Gerstner im J. 1831 auf. Dieselbe wurde u. A. von Hagen[19]) im J. 1844 und 1862, von Bauernfeind[20]) im J. 1846, von Schwedler[21]) im J. 1859, von dem Verfasser[22]) im J. 1869, von Ott im J. 1870, von Ritter im J. 1876 und von Wittmann im J. 1878 erweitert und für die Praxis bearbeitet. Während Gerstner den Satz aufstellte, dafs die Richtung der Gewölbefugen überall normal auf der Resultante aller Pressungen in dem Gewölbe stehen müsse, nahm Hagen an, dafs die Stützlinie genau durch die Mitte der Scheitel- und Auflagerfuge gehe und dafs an allen den Stellen, wo sie sich der inneren oder äufseren Wölblinie am meisten nähere, also an allen schwachen Stellen des Gewölbes, wo das Material zumeist geprefst werden würde, eine Korrektion der Form oder der Belastung des auszuführenden Gewölbes vorzunehmen sei. Bauernfeind untersucht für die Annahme, dafs in einem Gewölbe von gegebener Form die Stützlinie in der Mitte der Gewölbfläche liegt, deren Belastungskurve und berechnet die Gewölbstärken zuerst mittels einer von der Spannweite und dem Pfeilverhältnis desselben abhängigen Widerstands-

[19]) Vergl. dessen Form und Stärke gewölbter Bogen. Berlin 1844 u. 1862.

[20]) Vergl. dessen analytische Bearbeitung der Pauli'schen Gewölbetheorie. Eisenbahnzeitung 1846.

[21]) Vergl. dessen: Theorie der Stützlinie. Zeitschr. f. Bauwesen. 1859.

[22]) Vergl. dessen: Bauwaage und ihre Ergebnisse für den Gewölbebau und Analytisch-graphische Konstruktion der Brückengewölbe mit Berücksichtigung ihrer gröfsten einseitigen Belastung. Zeitschr. f. Bauw. 1869 u. 1872.

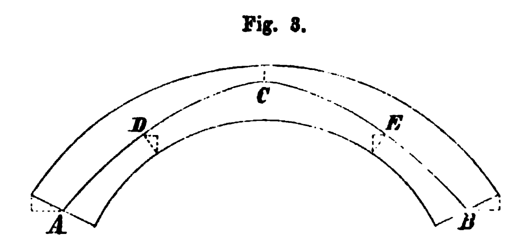


fähigkeit des Gewölbemateriales. Schwedler entwickelte in seiner Theorie der Stützlinie die Gleichungen der Belastungslinien für Kreis- und Korbbogengewölbe, sowie die Gewölbeform für wagrecht abgeglichene Belastung, während der Verfasser dieselbe auf elliptische und Gewölbe mit geradabgeglichener, steigender oder fallender Belastungslinie ausdehnte, ferner nach Ermittelung derjenigen einseitigen Belastung eines Gewölbes, welche die bedeutendste Abweichung seiner Stützlinie von ihrer symmetrischen Lage hervorbringt, untersuchte und aus der Annäherung letzterer an die äufsere und innere Wölblinie die Stabilität des Gewölbes auch für diesen gefährlichsten Belastungszustand prüfte.

Um die theoretische Unbestimmtheit der Lage der „Mittellinie des Drucks" (Verbindungslinie der Angriffspunkte der Druckresultanten in den Lagerfugen der einzelnen Gewölbsteine) eines Gewölbes zu beseitigen, stellte Moseley in dem *„Philosophical magazine"* im Jahre 1835 und in den *„Philosophical transactions"* im Jahre 1837 seine Theorie nach dem Prinzip des kleinsten Widerstandes auf und bezeichnete mit Hilfe jenes Prinzips unter den vielen in einem stabilen Gewölbe möglichen Linien dieser Gattung diejenige als die thatsächlich eintretende, welche dem möglichst kleinen Horizontaldrucke entspricht. — Eine 1840 in den *Annales des ponts et chaussées* erschienene Abhandlung von Mery stellte die Bedingung auf, dafs diese Mittellinie des Drucks in ihrem ganzen Verlaufe sich weder der äufseren noch der inneren Wölblinie um mehr als ein Drittel der Bogenstärke nähern dürfe. Der Moseley'schen Gewölbetheorie schlofs sich Scheffler[22]) an, indem er sie berichtigte, erweiterte und mit ausführlichen, für die Praxis berechneten Tabellen versah, sowie im Jahre 1873 Ceradini, welcher die Scheffler'sche Arbeit in Bezug auf die Bestimmung der Lage der Stützlinie ergänzte.

Um die Form des Gewölbes so wählen bezw. so verbessern zu können, dafs der gröfste Druck auf die Flächeneinheit der Wölbfuge möglichst klein wird, stellte Hagen im J. 1844 und 1862 seine Theorie nach dem Prinzip der günstigsten Beanspruchung auf, wobei er fand, dafs diejenige Stützlinie dieser Bedingung am meisten entspreche, bei welcher an allen den Stellen, wo sie sich der inneren und äufseren Wölblinie am meisten nähert, also im Scheitel C, in den Bruchfugen D, E und an den Kämpfern A, B die Vertikalprojektion ihres kleinsten Abstandes von der inneren oder äufseren Gewölblinie die gleiche wird, s. Fig. 3. Während Hagen als gröfsten Einheitsdruck den Quotienten aus dem kleinsten Abstande der Stützlinie von einer der beiden Wölblinien in den halben Fugendruck für die Einheitstiefe einführt, nimmt im J. 1868 Hänel, welcher sich übrigens der Hagen'schen Anschauung anschliefst, eine dem Elasticitätsgesetz entsprechende Druckverteilung an und bezeichnet die so erhaltene Stützlinie als die günstigste, da der entsprechende gröfste Einheitsdruck zugleich die unterste Grenze des gröfsten möglichen Einheitsdruckes sei. Ein ähnliches Prinzip stellte auch Culmann im J. 1866 auf, indem er unter allen Drucklinien diejenige als die wirkliche bezeichnete, welche sich der Achse des Gewölbes in der Art am meisten nähert, dafs der Druck in den am stärksten geprefsten Fugenkanten ein Minimum wird. Auch von Carvallo im J. 1853, Drouets im J. 1865, Durand Claye im J. 1867 wurde diese Theorie mit der einen oder anderen Modifikation angenommen.

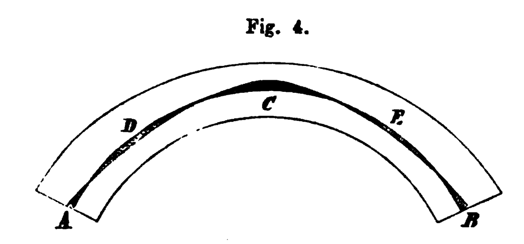
Fig. 3.



[22]) Vergl. dessen Theorie der Gewölbe, Futtermauern und eisernen Brücken. Braunschweig 1857.

Die auf der Annahme der Elasticität des Gewölbematerials beruhende Elasticitätstheorie wurde im J. 1826 von Navier dadurch eingeleitet, dafs er eine Biegung der Wölbfugen durch excentrisch wirkende Druckkräfte, also eine zusammengesetzte Beanspruchung der Wölbfugen voraussetzte, welche zum Teil aus einem über die Fuge gleichförmig verteilten Druck, zum Teil aus einer ungleich über dieselbe verteilten Biegungsspannung besteht. Dieser Annahme sind fast alle späteren Autoren beigetreten. Inzwischen haben auch die Versuche von Bauschinger mit dem Festigkeitsapparate, die bereits erwähnten Beobachtungen Köpcke's an bestehenden Bauwerken und die gleichfalls erwähnten Versuche mit Probebögen aus Cementbeton die Elasticität des Steinmaterials und die Anwendbarkeit der Elasticitätsgesetze mindestens auf Massivgewölbe dargethan. Im Jahre 1867 wendete Winkler[24]) die Elasticitätstheorie auf Gewölbe an, während im Jahre 1877 eine auf diesem Prinzip beruhende Theorie von Belpaire erschien. Nach den Ergebnissen der Elasticitätstheorie[25]) ist diejenige Stützlinie, welche die Mittellinie des Gewölbes im Sinne der Methode der kleinsten Quadrate ausgleicht, s. Fig. 4, insbesondere diejenige, welche mit einer Mittellinie zusammenfällt, um so richtiger, je gröfser das Pfeilverhältnis und je kleiner die Dicke des Gewölbes ist. Hiernach würden die Ergebnisse der Theorie der Stützlinie um so richtiger, je genauer man der Mittellinie des Gewölbes die Form seiner Stützlinie giebt, natürlich nur für diejenige Belastung, für welche die Stützlinie bestimmt wurde. Obgleich jede unsymmetrische Belastung eine Verschiebung der Stützlinie zur Folge hat, so erscheint doch diejenige Bogenachse als die nahezu rationellste, welche bei der gröfsten vollen Belastung mit der Stützlinie zusammenfällt, wobei es rätlich erscheint, der Berechnung eine so grofse Verkehrsbelastung zu Grunde zu legen, dafs die bei der „gröfsten einseitigen" Belastung eintretende Anspruchnahme an der äufseren und inneren Wölblinie gleich grofs wird.

Fig. 4.



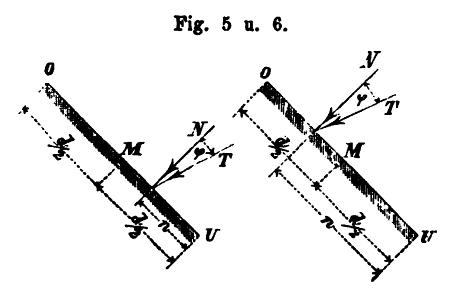
§ 6. Zweckmäfsigste Lage der Stützlinie im Gewölbe. Wird das Material der Gewölbe als elastischer Körper betrachtet, welcher bei einem schrägen excentrischen Drucke T aufser einer Druckspannung eine Biegungsspannung erleidet und wird angenommen, dafs eine vor Einwirkung jenes Druckes ebene Querschnittsfläche desselben auch während dieser Einwirkung eben bleibe, so ergiebt sich bekanntlich, wenn N die zu jener Querschnittsfläche normale Komponente von T, ferner $p = \frac{N}{d}$ die einer in der Mitte des Querschnitts angreifenden Normalkraft N entsprechende Druckspannung und s die dem Biegungsmomente $N\left(\frac{d}{2} - n\right)$ entsprechende Spannung an den Querschnittskanten für die Flächeneinheit bezeichnet, mit Bezug auf Fig. 5 u. 6 die Gesamtspannung an der äufsern Kante

$$s_o = p - s = \frac{6\,N}{d^2}\left(n - \frac{d}{3}\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 19.$$

und diejenige an der innern Kante

$$s_u = p - s = \frac{6\,N}{d^2}\left(\frac{2}{3}\,d - n\right) . \quad . \quad . \quad . \quad 20.$$

Fig. 5 u. 6.



[24]) Vergl. Winkler. Lehre von der Elasticität und Festigkeit. Prag 1867.

[25]) Vergl. Winkler. Lage der Stützlinie im Gewölbe. Deutsche Bauz. 1879.

Für Trockenmauerwerk, wobei die Kohäsion des Mörtels wegfällt, besteht die erforderliche Sicherheit gegen Klaffen und Kippen der Gewölbteile, wenn $p - s$ nie kleiner als Null, also nie eine Zugkraft wird. Hieraus folgt, daſs in diesem Falle der Abstand

$$n \geqq \frac{d}{3} \quad \text{und} \quad n \leqq \frac{2d}{3} \quad \ldots\ldots \quad 21.$$

sein muſs, daſs also unter dieser Bedingung der Druck T oder N über das mittlere Drittel der Lagerfuge nicht heraustreten darf.

Wird in Gleichung 19 und 20 bezw. $n = \frac{d}{3}$ und $n = \frac{2}{3}d$, so wird im ersten Fall $s_o = 0$, im letzten Fall $s_u = 0$ und in beiden Fällen $s = p$, s. T. IV, F. 3.

Wird in Gleichung 19 und 20 bezw. $n < \frac{d}{3}$ und $n > \frac{2}{3}d$, so wird in beiden Fällen $p < s$ und es ergiebt sich zum Teil Zugspannung, zum Teil Druckspannung, s. T. IV, F. 4.

Die Druckverteilung für $n > \frac{d}{3}$ und $n < \frac{2}{3}d$, in welchen beiden Fällen $p > s$ wird, ergiebt sich aus T. IV, F. 5.

Um hierbei die nötige Sicherheit gegen Zerdrücken zu gewähren, dürfen die gröſsten Kantenpressungen $p + s$ den gröſsten zulässigen Druck auf die Flächeneinheit nicht überschreiten. Setzt man in den Gleichungen 19 und 20 $n = \frac{d}{2}$, so wird $\frac{N}{d} = p - s$, also die Biegungsspannung $s = o$, wodurch die Annahme bestätigt wird, daſs dasjenige Gewölbe die geringsten Spannungen erleidet, bei welchem der Druck entweder centrisch oder möglichst wenig excentrisch wirkt, wobei also die Stützlinie mit der Mittellinie des Gewölbes ganz oder annähernd zusammenfällt.

§ 7. Zweckmäſsigste Neigung der Lagerfugen im Gewölbe. Die auf eine Lagerfuge eines halben symmetrischen Gewölbes wirkende, zur Normalen unter dem Winkel φ geneigte Resultante T sucht eine Verschiebung des oberen Gewölbteiles auf dem unteren zu bewirken, welcher die Reibung ihrer Lagerflächen entgegenwirkt. Bezeichnet man mit Q das Gewicht des oberen Gewölbteiles, mit μ den Reibungskoeffizienten, so ist bekanntlich die Kraft, welche denselben aufwärts oder abwärts zu bewegen strebt, bezw.

$$k = Q \sin\varphi \pm \mu\, Q \cos\varphi \quad \ldots\ldots \quad 22.$$

Ein Abwärtsgleiten wird verhindert, wenn $Q \sin\varphi - \mu\, Q \cos\varphi \leqq 0$ oder

$$\operatorname{tang}\varphi \leqq \mu \quad \ldots\ldots \quad 23.$$

Der Reibungswinkel φ des Gewölbmauerwerks, welcher von der Gattung des Steins, von dessen Bearbeitung sowie von dem Erhärtungszustande des Mörtels abhängt, hat sich nach mehrfachen Versuchen[26]) zu 20 bis 30° ergeben. Nimmt man denselben, der nötigen Sicherheit wegen, zu 20 bis 24°, also im Mittel zu 22° an, so ergiebt sich der Reibungskoeffizient $\mu = \operatorname{tang} 22° = 0{,}404$. Die Resultante T kann also um einen Winkel von 22° von der Normalen abweichen, ohne eine Verschiebung des oberen Gewölbteils zu veranlassen. Die Lage und Neigung der Druckresultante ergiebt sich bei der Konstruktion der Stützlinie und deren Neigung zur Normalen aus der Neigung der zugehörigen Lagerfugen, welche des Steinschnittes wegen meist normal auf der inneren Wölblinie stehen. Für $\varphi = 0$ wird die auf Verschiebung wirkende Kraft $Q \sin\varphi = 0$, woraus folgt, daſs dasjenige Gewölbe gegen Abgleiten seiner Teile am meisten gesichert ist, dessen Lagerfugen auf seiner Stützlinie normal stehen.

---

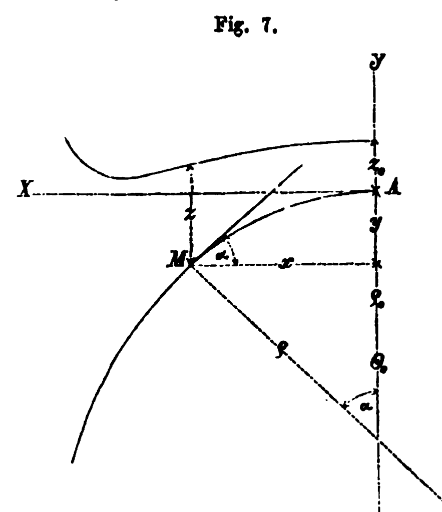
[26]) Vergl. u. a. die Versuche von Buckowsky. Zeitschr. d. österr. Ing.-Ver. Wien 1870, S. 224.

§ 8. Form und Belastung von Gewölben. a. Analytische Behandlung. Bezeichnet $y = f(x)$ die Ordinate der Stützlinie eines stetig belasteten Gewölbes, s. Fig. 7, H dessen Horizontaldruck, V_x dessen Gewicht einschließlich seiner Überschüttung und größten Verkehrsbelastung von seinem Scheitel bis zu einer beliebigen Abscisse x, so befindet sich das Gewölbe im Gleichgewicht gegen Drehung, wenn überall $H dy = V_x dx$, also

$$H \cdot \frac{dy}{dx} = V_x \quad \ldots \ldots \quad 24.$$

Bedeutet z die Belastungshöhe des Gewölbes für die Abscisse x, γ das Gewicht der kubischen Einheit des Gewölbmaterials und des ihm homogen angenommenen Schüttmaterials, so ist das Gewicht des betrachteten Gewölbestücks für die Einheitstiefe:

Fig. 7.



$$V_x = \gamma \int_0^x z\, dx, \quad \ldots \ldots \quad 25.$$

mithin, wenn dieser Wert in obige Gleichung eingeführt und differentiirt wird,

$$H \frac{d^2 y}{dx^2} = \gamma z$$

und, wenn man $\frac{H}{\gamma} = h$ setzt,

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{z}{h}.$$

Führt man diesen Wert in die allgemeine Gleichung des Krümmungshalbmessers

$$\rho = \frac{\left(1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right)^{3/2}}{\frac{d^2 y}{dx^2}}$$

ein und setzt zugleich $\frac{dy}{dx} = tang\, \alpha$, wobei α den Winkel bezeichnet, welchen die Tangente an den Punkt (x, y) der Stützlinie mit dem Horizonte einschließt, so erhält man

$$\rho = \frac{h\,(1 + tang^2\, \alpha)^{3/2}}{z} = \frac{h \cdot sec^3\, \alpha}{z} = \frac{h}{z\, cos^3\, \alpha}. \quad \ldots \ldots \quad 26.$$

Nennt man den Krümmungshalbmesser und die Belastungshöhe im Scheitel, wo $\alpha = 0$ wird, bezw. ρ_0 und z_0, so ergiebt sich hieraus

$$h = z_0\, \rho_0 \quad \ldots \ldots \quad 27.$$

und, wenn dieser Wert eingeführt wird, entweder, wenn die Belastungshöhe im Scheitel und die Krümmungshalbmesser gegeben sind, die Belastungshöhe

$$z = z_0 \cdot \frac{\rho_0}{\rho\, cos^3\, \alpha} \quad \ldots \ldots \quad 28.$$

oder, wenn der Krümmungshalbmesser im Scheitel und die Belastungshöhen gegeben sind, den Krümmungshalbmesser der Stützlinie

$$\rho = \rho_0 \cdot \frac{z_0}{z\, cos^3\, \alpha} \quad \ldots \ldots \quad 29.$$

worin für:

$\alpha =$	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°	65°	70°
$\frac{1}{cos^3\, \alpha} =$	1,000	1,012	1,046	1,109	1,204	1,344	1,540	1,818	2,213	2,815	3,739	5,274	8,000	13,248	24,994

beträgt.

b. Graphische Behandlung. Teilt man die Hälfte eines Gewölbes von der Spannweite l mit der beliebigen Belastungslinie EF und der Belastungshöhe z_0 im Scheitel, s. T. IV, F. 6, in eine beliebige Anzahl, z. B. 10, gleichbreiter Belastungselemente, so läfst sich mit Hilfe eines beliebig angenommenen Horizontaldruckes $C'\,O'$ die zugehörige Stützlinie $C\,A'$ so konstruieren, dafs man diesen Horizontaldruck nach und nach mit den Gewichten der Belastungselemente 1 bis 10 zusammensetzt. Trägt man diese Gewichte im Kräftepolygon in einem verkleinerten Mafsstabe, z. B. in $\frac{1}{4}$ der entsprechenden Belastungshöhen nach und nach auf, so erhält man auf der Linie $C'\,D'$ die Vertikalkräfte 1, 2, 3....10 und wenn man dieselben mit dem Horizontaldrucke $O'\,C'$ nach und nach zusammensetzt, die Strahlen $O'1$ $O'2$ $O'3$.. bis $O'10 = O'D'$, mithin die Neigungen der aufeinander folgenden Seiten des zugehörigen Stützpolygones mit der Pfeilhöhe f'. Während anfangs nur die Höhe z_0 des Belastungselementes 1 bekannt ist, werden die unteren Begrenzungen, also die Höhen der Belastungselemente 2, 3...10, also auch die Vertikalkräfte 2, 3...10 im Kräftepolygone erst nach und nach durch das Auftragen jener Seiten des Stützpolygones $C\,A'$ bestimmt. Wäre umgekehrt die Form des Stützpolygones $C\,A'$, also auch die Neigung $O'1$ $O'2$....$O'10$ der Seiten des Stützpolygones im Kräftepolygon gegeben, so würden sich hieraus unmittelbar die Vertikalkräfte 2, 3...10, also durch viermalige Vergröfserung nach und nach die zugehörigen Höhen der Belastungselemente, mithin die Belastungslinie EF ergeben. Dieses reciproke Verfahren ist allgemein und gestattet also entweder bei gegebener Belastungslinie die zugehörige Stützlinie oder bei gegebener Stützlinie die zugehörige Belastungslinie zu konstruieren. Soll nun die Stützlinie zugleich durch die gegebenen Punkte C und A gehen, also eine bestimmte Pfeilhöhe f erhalten, so ergiebt sich durch ein Näherungsverfahren der dieser Stützlinie entsprechende Horizontaldruck, indem man zunächst die unterste Seite des Stützpolygons $C\,A'$ bis zum Durchschnittspunkte B mit der Horizontalen durch C verlängert, sodann den Punkt B, durch welchen die Schwerlinie des halben Gewölbes $C\,E\,F\,A$, geht, mit dem Punkte A verbindet, endlich zu $A\,B$ im Kräftepolygone die Parallele $D'\,O$ zieht, mittels deren sich die Stützlinie $A\,C$ konstruieren läfst. Ermittelt man nun die zwischen den beiden Stützlinien $C\,A'$ und $C\,A$ enthaltene Gewichtsdifferenz und trägt sie nach demselben Mafsstabe, also in $\frac{1}{4}$ ihrer Gesamthöhe im Kräfteplane von D' nach D'' auf, so stellt $C'\,D''$ oder $C\,D$ das gesamte Gewicht des halben Gewölbes mit der Stützlinie $C\,A$, also $C\,O$ den gesuchten Horizontaldruck desselben um so genauer dar, je weniger die Pfeilhöhen $f\,f,$ und die Schwerlinien der durch die Stützlinien $C\,A$ und $C\,A'$ begrenzten Gewölbe von einander abweichen. Werden nun alle durch O gehenden Strahlen bis zur Lotrechten $C\,D$, auf welcher zuvor die Höhen der Belastungselemente 1—10 im Mafsstabe von $\frac{1}{4}$ aufgetragen sind, verlängert, so ergeben sich nach und nach die Neigungen der aufeinander folgenden Seiten eines Stützpolygones, dessen Pfeilhöhe dem Werte f entweder genügt oder nicht. Im letzteren Falle ist das angedeutete Näherungsverfahren zu wiederholen.

In dem hier erläuterten Verfahren ist zugleich die Ermittelung des Horizontaldrucks für jedes Gewölbe mit gegebener Pfeilhöhe enthalten, dessen Stützlinie oder Belastungslinie bestimmt werden soll, je nachdem bezw. die letztere oder die erstere gegeben ist. Die Stützlinie $C\,A'$ dient in beiden Fällen nur zur Auffindung des Punktes B. Soll der Horizontaldruck und die Stützlinie eines Gewölbes ermittelt werden, dessen Belastungslinie und innere Wölblinie gegeben ist, s. T. IV, F. 7, so bleiben die Kräfte 1, 2...10 im Kräfteplane für beide Stützlinien $C\,A'$ und $C\,A$ dieselben und die Stützlinie $C\,A'$ dient ebenfalls nur zur Auffindung des Durchschnittspunktes B der Schwerlinie des

halben Gewölbes und der im Scheitel angreifenden Horizontalkraft. Der Punkt A entspricht dann demjenigen Punkte im Inneren des Gewölbanfanges, durch welchen die Stützlinie infolge der konstruktiven Anordnung des Gewölbes gehen soll. Mit Hilfe des annähernd angenommenen Horizontaldruckes CO' und sämtlicher in $\frac{1}{4}$ der Belastungshöhen aufgetragenen Vertikalkräfte 1, 2, 3.... 10 ergeben sich die Neigungen $O'1\ O'2 \ldots O'10 = O'D$ und mit ihnen die aufeinander folgenden Seiten des Stützpolygons CA'. Wird nun wieder durch Verlängerung der untersten Polygonseite bis zu der Horizontalen durch die Mitte des Scheitels der Punkt B, bezw. die Lage der Schwerlinie des halben Gewölbes aufgesucht, und die Linie BA sowie die zu ihr Parallele DO im Kräftepolygon gezogen, so erhält man den Horizontaldruck CO und wenn man denselben wieder mit den Vertikalkräften 1, 2, 3...10 zusammensetzt, die Neigungen $O1\ O2 \ldots O10 = DO$ der Seiten, also die Form des Stützpolygons CA.

§ 9. Pressung der Gewölbsteine. Nennt man d die Dicke des Schlufssteins, p die Widerstandsfähigkeit des Gewölbmateriales, so ist für einen Gewölbstreifen von der Einheitstiefe der Horizontalwiderstand im Scheitel

$$H = d \cdot p\,, \qquad \qquad 30.$$

mithin, wenn $H = \gamma h$ und aus Gleichung 27 für h sein Wert gesetzt wird,

$$\gamma z_0 \rho_0 = d \cdot p.$$

Führt man für z_0 den auf S. 118 erhaltenen Wert 1. ein und löst nach p auf, so erhält man die Materialpressung

$$p = \rho_0 \left(\frac{d'\gamma' + v}{d} + \gamma\right), \qquad \qquad 31.$$

welche mithin dem Krümmungshalbmesser im Scheitel der Stützlinie direkt proportional ist, mit dem Gewichte der Überschüttung, der Verkehrslast und des Gewölbmateriales wächst und mit der Stärke des Schlufssteines abnimmt.

Sind die in dieser Gleichung enthaltenen Werte ρ_0, d, d', v, γ und γ' aus einer hinreichenden Anzahl ausgeführter gewölbter Eisenbahn- und Strafsenbrücken ermittelt[27]), so lassen sich die in den Scheiteln dieser Brücken stattfindenden Materialpressungen berechnen und hieraus, wie dies in der auf S. 127 mitgeteilten Tabelle geschehen ist, für Brückengewölbe mit dem Krümmungshalbmesser ρ_0' ihrer innern Wölblinie und $\rho_0' + \frac{d}{2}$ ihrer Mittellinie im Scheitel die zugehörigen Werte von p ermitteln. Eine graphische Darstellung dieser Pressungen des qm in Tonnen giebt das Diagramm der zulässigen Pressungen der Haustein-, Backstein- und Bruchstein-Gewölbe der Strafsen- und Eisenbahnbrücken mit zunehmenden Krümmungshalbmessern im Scheitel, T. IV, F. 12. Um p für abweichende Werte von d', v, γ und γ' zu berechnen, kann man sich einer aus den Abmessungen der kleinsten und gröfsten bislang ausgeführten Brücken abgeleiteten Schlufssteinstärke d in Meter bedienen, welche allgemein $\alpha + \beta \cdot \rho_0'$ und für

Hausteingewölbe	$0{,}39 + 0{,}025 \cdot \rho_0'$
Backsteingewölbe	$0{,}43 + 0{,}028 \cdot \rho_0'$
Bruchsteingewölbe	$0{,}48 + 0{,}031 \cdot \rho_0'$

beträgt. Werden diese Werte in obige Gleichung eingeführt, so ergiebt sich die zulässige Materialpressung des qm

$$p = \left(\frac{d'\gamma' + v}{\alpha + \beta \rho'_0} + \gamma\right)\left(\rho_0' + \frac{\alpha + \beta \rho'_0}{2}\right), \qquad \qquad 32.$$

---

[27]) Vergl. des Verfassers: Theorie, Konstruktion und statische Berechnung der Brückengewölbe nebst Ermittelung der hierzu erforderlichen Erfahrungswerte. Allgem. Bauz. 1872.

worin α und β die dem verschiedenen Gewölbmateriale entsprechenden Gröfsen annehmen.

Die auf diese Weise erhaltenen Werte der Materialpressungen liefern übrigens nur Näherungen für die gröfsten zulässigen Widerstände der Gewölbmaterialien, welche überdies mit der Zunahme der Lagerflächen und der Abnahme der Dicken der Gewölbsteine wachsen. Aus der Thatsache, dafs Pressungen der Gewölbsteine, insbesondere der Quader, an ihren Kanten unter übrigens gleichen Umständen am gefährlichsten sind, scheint zugleich hervorzugehen, dafs deren Festigkeit von den Kanten nach der Mitte hin allmählich wächst, dafs mithin der zulässige Flächendruck, besonders in Quadergewölben, von deren Mittellinie nach ihren beiden Begrenzungslinien hin allmählich abnimmt.

§ 10. Stärke der Gewölbe. Wird Gleichung 31 nach d aufgelöst, und darin $\rho'_0 + \frac{d}{2}$ statt ρ_0 gesetzt, so erhält man die Schlufssteinstärke

$$d = \frac{d'\gamma' + v}{\frac{p}{\rho'_0 + \frac{d}{2}} - \gamma} \quad \ldots \ldots \quad 33.$$

und hieraus, wenn nach Potenzen von d geordnet wird, die Gleichung

$$d^2 - \left(\frac{2p - d'\gamma' - v}{\gamma} - 2\rho'_0\right) d + \frac{2\rho'_0}{\gamma}(d'\gamma' + v) = 0.$$

Wird hierin der Kürze halber

$$\frac{2p - d'\gamma' - v}{2\gamma} - \rho'_0 = A \quad \text{und} \quad \frac{2\rho'_0}{\gamma}(d'\gamma' + v) = B \quad \ldots \ldots \quad 34.$$

gesetzt, so ergiebt sich die Schlufssteinstärke irgend eines Gewölbes

$$d = A - \sqrt{A^2 - B}. \quad \ldots \ldots \quad 35.$$

An einer beliebigen Lagerfuge eines Gewölbes, dessen Stützlinie mit seiner Achse zusammenfällt, wo die Resultante des Fugendruckes T mit der zur Lagerfuge Normalen den Winkel β und mit dem Horizonte den Winkel α einschliefst, s. Fig. 8, ist der normale Fugendruck

Fig. 8. Fig. 9.

$$T \cos\beta = \frac{H}{\cos\alpha}$$

und, wenn mit d_α die Länge der Lagerfuge für diesen Winkel bezeichnet und dieselbe Pressung wie im Scheitel auf die Flächeneinheit der geneigten Lagerfuge ausgeübt wird,

$$T \cos\beta = p\, d_\alpha,$$

sonach, wenn für T und H sein Wert gesetzt wird, die Länge der geneigten Lagerfuge

$$d_\alpha = \frac{d}{\cos\alpha}. \quad \ldots \ldots \quad 36.$$

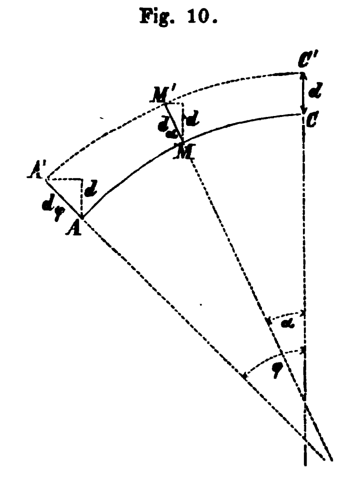
Man erhält mithin für jeden Winkel α die Länge jeder Lagerfuge mit der Einheitspressung, wenn man auf einen Schenkel desselben von seiner Spitze ab die Stärke d des Schlufssteines aufträgt, s. Fig. 9, durch den so erhaltenen Punkt eine Normale auf diesen Schenkel fällt und diese soweit verlängert, bis sie den anderen Schenkel schneidet. Durch Verbindung der oberen Endpunkte der Lagerfugen erhält man sodann die äufsere Gewölblinie, s. Fig. 10.

Wächst α, so nimmt $\cos\alpha$ ab, und für $\alpha = 90°$ wird $\cos\alpha = 0$, $d_\alpha = \infty$ werden. In diesem Falle kann die Lagerfuge des Gewölbes den ganzen Druck T nicht mehr aufnehmen, weshalb in allen solchen Fällen, worin die Lagerfuge zu lang werden würde,



eine Kürzung derselben eintreten, also ein Teil jenes Druckes von der Hintermauerung aufgenommen werden mufs. Bezeichnet b die kleinste Breite, h die mittlere Höhe der hinter einer Wölbfuge von der Länge d_α ruhenden Hintermauerung, s. Fig. 11, μ den Reibungskoeffizienten von Stein auf Mörtel und w den Abscheerungswiderstand des Mörtels für die Flächeneinheit der auf Abscheerung in Anspruch genommenen Mörtelfuge der Hintermauerung, so ist, wenn $H' = (d - d')p$ den von der Hintermauerung vermöge jenes Reibungs- und Abscheerungswiderstandes aufzunehmenden Teil des Horizontaldruckes H' bezeichnet,

Fig. 10.



$$(d - d')p = \mu b h + w b,$$

woraus die lotrechte Kathete der verkürzten Lagerfuge des Gewölbes mit verminderter Stärke

$$d' = d - \frac{b(\mu h + w)}{p} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 37.$$

erhalten wird. Hierin kann mit etwa 10facher Sicherheit $w = 1{,}2$ kg für den qcm und $\mu = 0{,}3$ gesetzt werden.

Fig. 11.

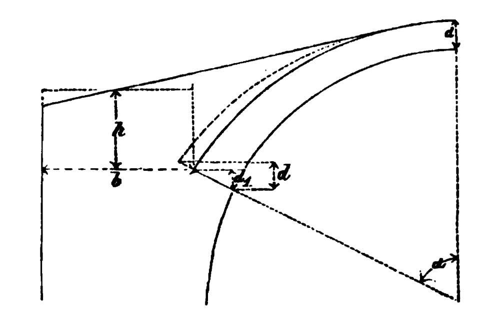
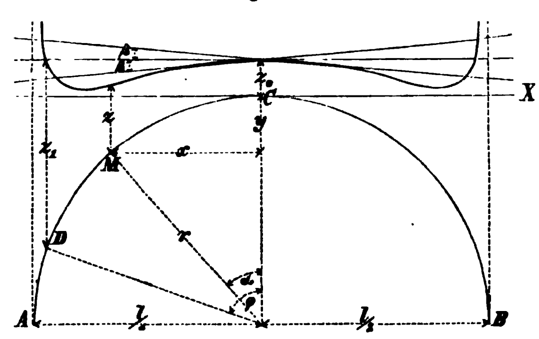


Fig. 12.



§ 11. Gewölbe mit gegebener Form und gesuchter Belastung. Hierher gehören die Gewölbe, deren Stützlinien und inneren Wölblinien aus Kreisteilen oder aus Ellipsen bestehen.

1. Kreisgewölbe. Wird in Gleichung 27 $\rho = \rho_0 = r$ gesetzt, so erhält man mit Bezug auf die Bezeichnungen in Fig. 12 die Belastungshöhe

$$z = z_0 \cdot \frac{1}{\cos^3 \alpha} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 38.$$

Im Scheitel der Stützlinie, für welchen $\alpha = 0$ ist, wird die Belastungshöhe $z = z_0$, wächst mit der Zunahme des Winkels α und für $\alpha = 90^0$ und $\cos \alpha = 0$ wird $z = \infty$. Da sich also das Belastungsgesetz nicht bis zu diesem Punkte, sondern nur bis zu einem von der Form der Brückenbahn abhängigen Centriwinkel 2φ, s. Fig. 12, erfüllen läfst, so ist das Halbkreisgewölbe für diesen Centriwinkel als Stichbogengewölbe, der Rest entweder als Gewölbe mit veränderter Stützlinie oder als Widerlager zu konstruieren.

Bei Halbkreisgewölben mit dem Radius r_1 der inneren Wölblinie ist

$$r_1 = \frac{l}{2}$$

und der Radius seiner Stützlinie

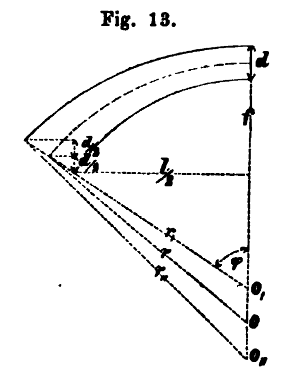
$$r = r_1 + \frac{d}{2}.$$

Bei Kreissegment-Bogengewölben (Stichbogengewölben) mit dem Radius $r_{,}$ der inneren Wölblinie und dem Centriwinkel 2φ des Gewölbes beträgt deren Pfeilhöhe

$$f = r_{,}\,(1 - \cos\varphi)\,. \qquad 39.$$

Beim 60gradigen Segmentbogen, für welchen $2\varphi = 60°$ wird, ist $\cos\varphi = 0{,}866$, daher $f = 0{,}134\,r_{,}$.

Fig. 13.



Ist dagegen die Spannweite l und die Pfeilhöhe f gegeben, so erhält man mit Bezug auf Fig. 13:

1. den Radius der inneren Wölblinie allgemein

$$r_{,} = \frac{(l/2)^2 + f^2}{2f} \qquad 40.$$

und für den 60gradigen Bogen

$$r_{,} = l; \qquad 41.$$

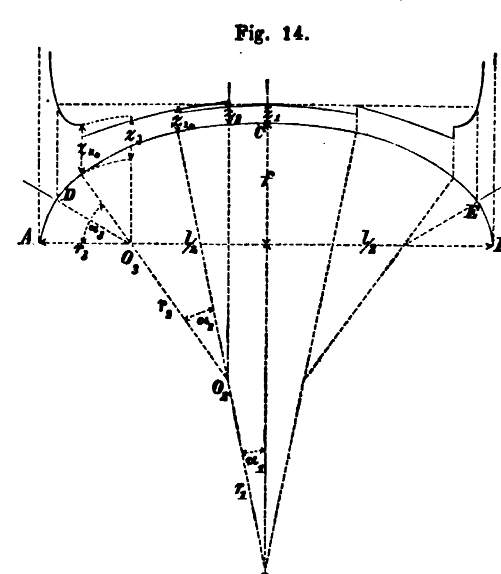
2. den Radius der Stützlinie, wenn dieselbe

a) parallel zur inneren Gewölblinie bleibt,

$$r = r_{,} + \frac{d}{2},$$

b) alle Lagerfugen halbiert,

Fig. 14.



$$r = \frac{l^2}{8f}\left(1 + \frac{d}{2\,(r_{,} - f)}\right)^2 + \frac{f}{2}; \qquad 42.$$

3. den Radius der äußeren Gewölblinie

$$r_{,,} = \frac{l^2}{8f}\left(1 + \frac{d}{r_{,} - f}\right)^2 + \frac{f}{2}. \qquad 43.$$

Die Belastungshöhen sind aus Gleichung 38 für $\alpha = 0$ bis $\alpha = \varphi$ zu berechnen.

Bei Korbbogengewölben mit der Spannweite l und der Pfeilhöhe f ergiebt sich mit Bezug auf Fig. 14 unter der Bedingung $f < l/2$:

a) bei 3 Mittelpunkten, wenn das Verhältnis ihrer Radien ein Minimum werden soll, der größere Halbmesser

$$r_{,} = \frac{r_{,,}}{2\,(2\,r_{,,} - f)}\,.\,l \qquad 44.$$

und der kleinere Halbmesser

$$r_{,,} = \frac{1}{l}\left[(l/2)^2 + f^2 - \left(\frac{l}{2} - f\right)\sqrt{(l/2)^2 + f^2}\right]^{28)}. \qquad 45.$$

b) bei 5 und mehr Mittelpunkten, wenn von dem Scheitel nach dem Anfange des Bogens hin ihre Radien in arithmetischer Progression abnehmen, ihre Centriwinkel in arithmetischer Progression wachsen, die konstante Differenz ihrer aufeinander folgenden Radien ein Minimum wird und man der Kürze halber die Differenz $l/2 - f = c$ setzt, zur Konstruktion der Korbbogen mit 5, 7 und 9 Mittelpunkten nachstehende Tabelle[29]), worin die Koordinaten der Mittelpunkte der einzelnen Kreisteile von dem Durch-

[28]) Vergl. des Verfassers: Grundzüge der konstruktiven Anordnung und statischen Berechnung der Brücken- und Hochbaukonstruktionen. Leipzig 1874. Bd. II. 2. Sp. 27 ff.

[29]) Vergl. Romberg. Zeitschr. f. praktische Baukunst. 1863, S. 229 ff.

schnittspunkte der lotrechten Mittellinie des Korbbogens mit der durch seine Anfänge gelegten Horizontalen, als Ursprung, die Centriwinkel und Radien von der Mitte ab nach den Anfängen hin aufzutragen sind.

Zahl der Kreisteile.	Koordinaten der Mittelpunkte der Kreisteile		Länge der Erzeugungshalbmesser.	Centriwinkel der Kreisteile	
	Abscisse.	Ordinate.		Grad und Minuten.	Bogenlänge für den Radius 1.
5	0,0000	2,0837 . c	$f + 2{,}0837 . c$	46° 36′	0,81332
	0,5878 . c	0,7189 . c	$f + 0{,}5977 . c$	37° 46′	0,65915
	1,8882 . c	0,0000	$f - 0{,}8882 . c$	28° 56′	0,50498
7	0,0000	2,2039 . c	$f + 2{,}2039 . c$	30° 12′	0,52709
	0,2759 . c	1,1813 . c	$f + 1{,}1448 . c$	27° 35′	0,48142
	0,9939 . c	0,4047 . c	$f + 0{,}0856 . c$	24° 55′	0,43575
	1,9735 . c	0,0000	$f - 0{,}9735 . c$	22° 21′	0,39008
9	0,0000	2,2511 . c	$f + 2{,}2511 . c$	22° 20′	0,38979
	0,1590 . c	1,4458 . c	$f + 1{,}4302 . c$	21° 17′	0,37146
	0,5994 . c	0,7531 . c	$f + 0{,}6094 . c$	20° 14′	0,35314
	1,2522 . c	0,2555 . c	$f - 0{,}2115 . c$	19° 11′	0,33481
	2,0323 . c	0,0000	$f - 1{,}0323 . c$	18° 8′	0,31649

Bestimmt man nach dem Vorhergehenden die Radien $r_1\ r_2 \dots r_m$ der inneren Wölblinie, so erhält man für den Radius r_1 aus Tabelle auf S. 127 die zulässige Pressung p und aus Gleichung 35 die Schlufssteinstärke d, mit Hilfe deren man die Krümmungshalbmesser der zur inneren Wölblinie parallelen Stützlinie der einzelnen Bogenstücke $\rho_1 = r_1 + \frac{d}{2}$, $\rho_2 = r_2 + \frac{d}{2}$, $\dots \rho_m = r_m + \frac{d}{2}$ bestimmt. Nennt man nun von dem Scheitel nach dem Anfange des Gewölbes hin $z_1\ z_2 \dots z_m$ die Belastungshöhen der Bogenstücke mit den zugehörigen Halbmessern $\rho_1\ \rho_2 \dots \rho_m$, so erhält man die Belastungshöhe des $m$ten Bogenstücks[30])

$$z_m = z_1 . \frac{\rho_1}{\rho_m} \quad \dots\dots\dots\dots \quad 46.$$

und wenn hierin nach Gleichung 38, worin z_0 die Belastungshöhe im Scheitel des ersten Bogenstücks bezeichnet, $z_1 = \frac{z_1^0}{\cos^3 \alpha}$ gesetzt wird,

$$z_m = z_1^0 . \frac{\rho_1}{\rho_m . \cos^3 \alpha} \quad \dots\dots\dots\dots \quad 47.$$

Die Belastungslinie bildet mithin für gedrückte Korbbogengewölbe, bei welchen $\frac{l}{2} > f$, also $\rho_1 > \rho_m$ ist, an denjenigen Punkten der inneren Gewölblinie, wo deren Radien wechseln, von dem Scheitel nach den Kämpfern hin zunehmende Absätze, für überhöhte Korbbogengewölbe, bei welchen $\frac{l}{2} < f$ also $\rho_1 < \rho_m$ ist, an den Punkten der inneren Gewölblinie, wo deren Radien wechseln, von dem Schnitt nach den Kämpfern hin abnehmende Absätze. Unter allen Korbbogengewölben erscheinen daher wegen der von dem Scheitel nach dem Anfang des Gewölbes hin allmählich zunehmenden Pressung die gedrückten und unter diesen wegen der erwähnten, leicht herzustellenden Absätze die aus Backsteinen ausgeführten als die geeigneteren.

2. Elliptische Gewölbe. Bei elliptischen Gewölben, mit der Spannweite l und der Pfeilhöhe f, ist für den Winkel α, welchen die Tangente an einen beliebigen Punkt M der inneren Wölblinie mit dem Horizont einschliefst, s. Fig. 15, der Krümmungshalb-

[30]) Die Ableitung s. an dem unter 28 angeführten Orte, Sp. 63.

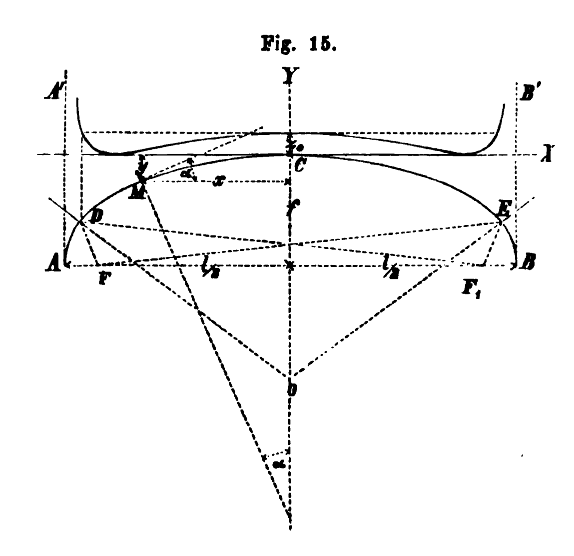


Fig. 15.

messer der inneren Wölblinie[31])

$$\rho_1 = \frac{2f^2}{l}\left\{\frac{1+tang^2\alpha}{\left(\frac{2f}{l}\right)^2+tang^2\alpha}\right\}^{3/2} \quad . . \; 48.$$

also im Gewölbscheitel, für welchen $\alpha = 0$,

$$\rho_0' = \frac{l^2}{4f} \quad . . . . . . \; 49.$$

Mit Hilfe dieser Werte ist aus Tabelle (S. 127) die Pressung p, aus Gleichung 35 die Schlufssteinstärke d und aus der allgemeinen Gleichung die Belastungshöhe z zu berechnen. Da für $\alpha = 90^0$ und $cos\,\alpha = 0$, $z = \infty$ wird, so gilt auch hier die bei den Kreisgewölben gemachte Bemerkung.

Fig. 16.

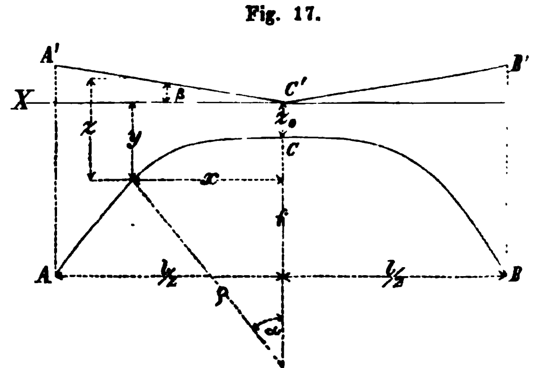


Fig. 17.

§ 12. Gewölbe mit gegebener Belastung und gesuchter Form. Bildet die Belastungslinie eine Gerade mit dem Neigungswinkel β zur Horizontalen, so ist mit Bezug auf Fig. 16 und 17 die Belastungshöhe

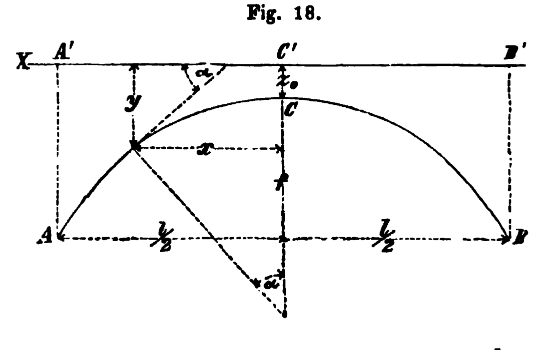


Fig. 18.

$$z = y \mp x\, tang\, \beta\,, \quad . . . . \; 50.$$

je nachdem die Belastungslinie, bezw. Brückenbahn von dem Anfang nach dem Scheitel hin steigt oder fällt, während sie für $\beta = 0$, s. Fig. 18, der Ordinate y der Stützlinie gleich wird. Wird der Kürze halber $tang\,\beta = a$ gesetzt, so ergiebt sich die Form dieser sog. Klinoidengewölbe aus der allgemeinen Gleichung ihres Krümmungshalbmessers[32])

$$\rho = \frac{h}{cos^3\alpha\,\sqrt{z_0^{\,2} + h\,(tang^2\alpha \mp 2\,a\,tang\,\alpha)}}\,, \quad . . . . \; 51.$$

worin das obere und untere Vorzeichen bezw. für das Gewölbe mit nach dem Scheitel

[31]) Vergl. Heinzerling. Zeitschr. f. Bauw. 1872, Sp. 333.

[32]) Die Ableitung dieser Formel giebt der Verfasser in Zeitschr. f. Bauw. 1869, Sp. 441 ff.

steigender Brückenbahn (Anaklinoidengewölbe) und mit nach dem Scheitel fallender Brückenbahn (Kataklinoidengewölbe) gilt. Bei wagrechter Brückenbahn, für welche $a = 0$ ist, erhält man hieraus die einfachere Gleichung des Krümmungshalbmessers

$$\rho = \frac{h}{\cos^2 \alpha \sqrt{z_0^2 + h \tang^2 \alpha}}, \quad \ldots \quad 52.$$

Für den Scheitel, worin $\alpha = 0$ wird, erhält man in beiden Fällen wieder den mit Gleichung 27 übereinstimmenden Wert $\rho_0 = \frac{h}{z_0}$.

Zur Ermittelung des Horizontaldruckes h dient die allgemeine Gleichung

$$f + z_0 = \pm a \frac{l}{2} + \frac{z_0}{2}\left(e^{\frac{l}{2\sqrt{h}}} + e^{-\frac{l}{2\sqrt{h}}}\right) \mp \frac{a\sqrt{h}}{2}\left(e^{\frac{l}{2\sqrt{h}}} - e^{-\frac{l}{2\sqrt{h}}}\right), \quad \ldots \quad 53.$$

worin das obere und untere Vorzeichen bezw. für das Anaklinoiden- und für das Kataklinoidengewölbe gilt, während für das Aklinoidengewölbe wieder $a = 0$ zu nehmen ist.

Setzt man in obiger Gleichung der Kürze halber $\frac{l}{2\sqrt{h}} = x$ und multipliziert sie mit $\frac{2x}{z_0}$, setzt man ferner

$$\frac{x(e^x + e^{-x} - 2)}{e^x - e^{-x} - 2x} \mp \frac{al}{2z_0} = y \quad \text{und} \quad \frac{f}{z_0} \cdot \frac{2x}{e^x - e^{-x} - 2x} = y_1, \quad \ldots \quad 54.$$

so erscheint sie unter der Form

$$y - y_1 = 0 \quad \ldots \quad 55.$$

Betrachtet man nun die Werte y und y_1 als die Ordinaten zweier Kurven mit der gemeinschaftlichen Abscisse $x = \frac{l}{2\sqrt{h}}$, legt derselben nach und nach die Werte 0,1, 2... bei, berechnet hieraus die Werte y und y_1 und trägt sämtliche Abscissen und zugehörige Ordinaten auf, so ergiebt sich die aus der Gleichung abzuleitende Abscisse

$$x_1 = \frac{l}{2\sqrt{h}} \quad \ldots \quad 56.$$

ihres Schnittpunktes, woraus der Horizontaldruck

$$h = \left(\frac{l}{2x_1}\right)^2 \quad \ldots \quad 57.$$

erhalten und nötigenfalls durch Einsetzen in Gleichung 53, welche er erfüllen mufs, geprüft wird.

§ 13. Gewölbe unter hohen Erddämmen.

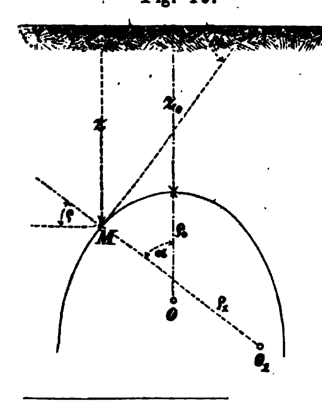


Fig. 19.

a. Analytische Behandlung. Gewölbe, welche durch Erde, deren Reibungswinkel ρ ist, belastet werden, erfahren durch dieselben auf den Teil ihrer Stützlinie, dessen höchster und tiefster Punkt um bezw. z_0 und z unter der Dammkrone liegt, s. Fig. 19, wenn in Gleichung 2 der Kürze halber $\frac{1}{2} \tang^2\left(45 - \frac{\rho}{2}\right) = \phi$ gesetzt wird, einen Horizontaldruck $\phi(z^2 - z_0^2)$ und erfordern für den beliebigen Punkt M ihrer Stützlinie, wenn α den Neigungswinkel seiner Tangente bezeichnet und der Einfachheit wegen $\frac{\rho_0}{z_0} = a$ gesetzt wird, den Krümmungshalbmesser[33]):

[33]) Vergl. Schwedler. Theorie der Stützlinie. Zeitschr. f. Bauw. 1859, Sp. 124 ff.

$$\rho_1 = z_0 \frac{a}{\cos^3\alpha \sqrt{(1+2\psi\, tang^2\alpha)^3 \left\{1 + \frac{a\sqrt{1+2\psi\, tang^2\alpha} - 1}{\psi\sqrt{1+2\psi\, tang^2\alpha}}\right\}}}, \quad . \quad . \quad . \quad 58.$$

welcher für einen mittleren Erddruck mit dem Reibungswinkel $\rho = 36^\circ 40'$ und dem Werte $\psi = \frac{1}{2}\, tang^2\, 26^\circ 40' = \frac{1}{8}$ übergeht in

$$\rho_1 = z_0 \frac{a}{\cos^3\alpha \sqrt{\left(1+\frac{tang^2\alpha}{4}\right)^3 \left\{1 + \frac{8a\sqrt{1+\frac{tang^2\alpha}{4}} - 1}{\sqrt{1+\frac{tang^2\alpha}{4}}}\right\}}} \quad . \quad . \quad . \quad 59.$$

Setzt man a nach und nach 3, 1, 0,5, 0,3 und 0,1, so ergeben sich für die aufeinander folgenden Werte von α zwischen 10° und 90° für die mit Rücksicht auf Erddruck zu konstruierenden Stützlinien folgende Werte der Krümmungshalbmesser ρ

α	$a = 3$	$a = 1$	$a = 0{,}5$	$a = 0{,}3$	$a = 0{,}1$
10°	2,99	1,02	0,51	0,31	0,103
20°	2,90	1,07	0,55	0,34	0,113
30°	2,94	1,19	0,64	0,39	0,134
40°	3,04	1,34	0,75	0,47	0,168
50°	3,40	1,62	0,95	0,61	0,225
60°	4,00	2,00	1,25	0,83	0,317
90°	4,80	2,70	1,80	1,30	0,600

Die Stützlinien mit den Werten $a = 3$ und $a = 1$ lassen sich annähernd genug mit 2 Radien, diejenigen mit den Werten $a = 0{,}5$, $a = 0{,}3$ und $a = 0{,}1$ mit 3 Radien verzeichnen und ergeben sich diese Konstruktionen für die Radien r_1 r_2 r_3 und die zugehörigen Mittelpunktswinkel α_1 α_2 und α_3 aus der nachfolgenden Tabelle

a	r_1	α_1	r_2	α_2	r_3	α_3
3	3	0°—45°	4	45°—90°	—	—
1	1	0°—45°	2	45°—90°	—	—
0,5	2	0°—30°	3	30°—60°	5	60°—90°
0,3	3	0°—30°	6	30°—60°	10	60°—90°
0,1	1	0°—30°	2	30°—60°	4	60°—90°

T. IV, F. 11 sind diese 5 Kurven für gleiche Spannweiten dargestellt und ergiebt sich aus der Figur, dafs sich diese Kurven nach oben um so mehr verjüngen, je tiefer sie sich unter der Dammkrone befinden.

Nennt man die Spannweite l, so ist, wenn r_1 r_2 r_3 und α_1 α_2 α_3 ihre frühere Bedeutung behalten,

$$l = 2\left[r_1 \sin\alpha_1 + r_2(\sin\alpha_2 - \sin\alpha_1) + r_3(\sin\alpha_3 - \sin\alpha_2)\right], \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 60.$$

woraus sich nach Einführung der in obiger Tabelle berechneten Werte für

$a = 3$ $l = 2{,}195 \,.\, r_1$
$a = 1$ $l = 2{,}586 \,.\, r_1$
$a = 0{,}5$ $l = 2{,}770 \,.\, r_1$
$a = 0{,}3$ $l = 3{,}333 \,.\, r_1$
$a = 0{,}1$ $l = 3{,}536 \,.\, r_1$

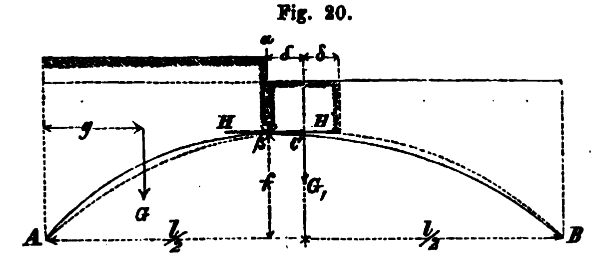
ergiebt. Umgekehrt lassen sich die Radien und Belastungshöhen y_0 im Scheitel in Teilen der Spannweite ausdrücken und ergiebt sich dann die der obigen analoge Tabelle

a	r_1	α_1	r_2	α_2	r_3	α_3	z_0
3	0,455 . l	45°	0,607 . l	90°	—	—	0,152 . l
1	0,387 . l	45°	0,774 . l	90°	—	—	0,387 . l
0,5	0,361 . l	30°	0,542 . l	60°	0,903 . l	90°	0,722 . l
0,3	0,300 . l	30°	0,600 . l	60°	1,000 . l	90°	1,000 . l
0,1	0,283 . l	30°	0,566 . l	60°	1,132 . l	90°	2,800 . l

b. Graphische Behandlung. Bezeichnen y und $y + \Delta y$ die lotrechten Seiten eines paralleltrapezförmigen Belastungselementes der Füllerde über einem Teil des Gewölberückens von der Einheitsbreite, so beträgt nach dem Früheren die auf diesen Teil des letzteren wirkende Differenz des Erddruckes $\Delta E = 2\gamma\psi y . \Delta y$ und, wenn im Mittel $\psi = \frac{1}{8}$ gesetzt wird, $\Delta E = \gamma . \frac{y}{4} . \Delta y$, woraus die wagrechten Erddrücke auf die einzelnen Teile des Gewölberückens zu berechnen sind. Werden die Horizontaldrücke ΔE_1 $\Delta E_2 \ldots\ldots \Delta E_{10}$ mit den Gewichten 1, 2 ... 10 der einzelnen Belastungselemente zusammengesetzt, s. T. IV, F. 8, und hieraus mit Hilfe eines bezw. vorläufig angenommenen und sodann — ebenso wie früher angegeben — für den Durchgangspunkt A der Stützlinie, also für die Pfeilhöhe f, bestimmten Horizontaldruckes CO' und CO die einzelnen Strahlen für den Pol O' und O entwickelt, so ergeben sich die unter Mitwirkung des Erddruckes auf den Gewölberücken entstehenden Stützlinien CA' und CA, wovon die letztere zugleich den zweckmäfsigsten Angriffspunkt am Kämpfer besitzt.

§ 14. Gewölbe mit einseitiger Belastung. a. Analytische Behandlung. Bezeichnet δ den Abstand derjenigen einseitigen Verkehrsbelastung von der Brückenmitte, welche die gröfste seitliche Ausweichung des Scheitels der Stützlinie veranlafst, s. Fig. 20, v die gröfste Belastung der Flächeneinheit Brückenbahn durch Verkehr, f den Hebelarm, woran der diesem Belastungszustand entsprechende Horizontaldruck wirkt, G das zwischen dem linken oder rechten Gewölbanfang und der Belastungsgrenze (also auf der Strecke $l/_2 - \delta$) wirkende Gesamtgewicht mit dem Hebelarm g in Bezug auf den linken oder rechten Stützpunkt, $G_{\prime}$ das auf der Strecke 2δ wirkende Gesamtgewicht mit dem Hebelarm $\frac{l}{2}$ von dem linken oder von dem rechten Stützpunkt, so ergeben sich für einen Vertikalschnitt $\alpha\beta$ an der Belastungsgrenze in Bezug auf die Stützpunkte A und B die beiden Momentengleichungen

Fig. 20.



$$-Hf + Gg = 0$$

und

$$Hf - Gg - G_{\prime}\frac{l}{2} + \frac{v}{2}\left(\frac{l}{2} + \delta\right)^2 = 0,$$

woraus durch Addition das Gewicht

$$G_{\prime} = \frac{v}{l}\left(\frac{l}{2} + \delta\right)^2$$

erhalten wird. Da für die Belastungshöhe z und für die Gewichtseinheit γ des Gewölbemateriales $G_{\prime} = 2\gamma\int_0^\delta z\,dx$ ist, so folgt

$$\int_0^\delta z\,dx = \frac{v}{2l\gamma}\left(\frac{l}{2} + \delta\right)^2, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 61.$$

eine Relation, worin der jeder Gewölbegattung zukommende Wert von z einzuführen ist, um die Integration ausführen und hieraus δ bestimmen zu können.

Für Kreisgewölbe ist $\int_0^\delta z\,dx = z_0 . r . \frac{\delta}{\sqrt{r^2 - \delta^2}}$, also ergiebt sich δ aus der Gleichung

$$\frac{\left(\frac{l}{2} + \delta\right)^2}{\delta}\sqrt{(r^2 - \delta^2)} = \frac{2\gamma}{v} . z_0 . r . l. \quad \ldots\ldots\ldots \quad 62.$$

Für Ellipsengewölbe ist $\int_0^\delta z\,dx = z_0 \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{\delta}{\sqrt{(l/_2)^2 - \delta^2}}$, also erhält man δ aus der Gleichung

$$\frac{\left(\frac{l}{2}+\delta\right)^2}{\delta}\sqrt{(l/_2)^2-\delta^2} = \frac{\gamma}{v} z_0 l^2. \qquad 63.$$

Für Klinoïdengewölbe ist

$$\int_0^\delta z\,dx = \pm a h + \frac{z_0\sqrt{h}}{2}\left(e^{\frac{\delta}{\sqrt{h}}} - e^{-\frac{\delta}{\sqrt{h}}}\right) \mp \frac{a h}{2}\left(e^{\frac{\delta}{\sqrt{h}}} + e^{-\frac{\delta}{\sqrt{h}}}\right),$$

also erhält man δ aus der Gleichung

$$\frac{(l/_2+\delta)^2}{\pm 2 a h + z_0\sqrt{h}\left(e^{\frac{\delta}{\sqrt{h}}} - e^{-\frac{\delta}{\sqrt{h}}}\right) \mp a h\left(e^{\frac{\delta}{\sqrt{h}}} + e^{-\frac{\delta}{\sqrt{h}}}\right)} = \frac{\gamma l}{v}. \qquad 64.$$

Hierin gelten die oberen Vorzeichen für die nach dem Scheitel steigende, die unteren Vorzeichen für die nach dem Scheitel fallende Belastungslinie, während für die Gewölbe mit wagrecht abgeglichener Belastung $a = 0$ zu setzen ist, wonach sich δ aus der einfacheren Gleichung

$$\frac{(l/_2+\delta)^2}{z_0\sqrt{h}\left(e^{\frac{\delta}{\sqrt{h}}} - e^{-\frac{\delta}{\sqrt{h}}}\right)} = \frac{\gamma l}{v} \qquad 65.$$

ermitteln läfst.

Ist der Abstand δ bekannt, so erhält man den bei ihrer gröfsten einseitigen Belastung stattfindenden Horizontaldruck der Gewölbe

$$H = \frac{\gamma}{f}\int_0^{l/_2} z\left(\frac{l}{2}-x\right)dx - \frac{v}{4f}\left[(l/_2)^2 + \delta(l-\delta)\right], \qquad 66.$$

worin der jeder Gewölbegattung entsprechende Wert von z einzuführen ist, um die Integration vornehmen zu können. Bei der gröfsten einseitigen Belastung entsteht im Scheitel jedes symmetrischen Gewölbes der Vertikaldruck

$$V = \frac{v}{2l}\left(\frac{l}{2}-\delta\right)^2. \qquad 67.$$

Der Neigungswinkel β des hier stattfindenden Gewölbedruckes $T = \sqrt{H^2+V^2}$ ergiebt sich aus der Gleichung

$$tang\,\beta = \frac{V}{H}. \qquad 68.$$

Für Kreisgewölbe erhält man $\int_0^{l/_2} z\left(\frac{l}{2}-x\right)dx = \frac{z_0 r\left((l/_2)^2 - r f\right)}{\sqrt{r^2-(l/_2)^2}}$, welches in obige Gleichung für H einzuführen ist.

Für Ellipsengewölbe, bei welchen sich das Belastungsgesetz bis zu der Abscisse $\frac{l'}{2}$ und Ordinate f' erfüllen läfst, ergiebt sich bei der gröfsten einseitigen Belastung der Horizontaldruck

$$H = \frac{\gamma z_0 (l/_2)^2}{f_1}\left\{\frac{l_1 - \frac{l f_1}{f}}{\sqrt{l^2-l_1^2}}\right\} - \frac{v}{4f_1}\left[\left(\frac{l_1}{2}\right)^2 + \delta(l_1-\delta)\right]. \qquad 69.$$

Für Klinoïdengewölbe mit der gröfsten einseitigen Belastung erhält man den Horizontaldruck

$$H = \frac{\gamma h}{f}\left(\frac{l}{2} - \frac{(l/_2-\sqrt{h})(A_{l/_2} \mp a\sqrt{h})}{A_{l/_2} \pm a h}\right)(A_{l/_2} \pm a) - \frac{v}{4f}\left[(l/_2)^2 + \delta(l-\delta)\right], \qquad 70.$$

worin der Kürze halber

$$\frac{z_0}{2\sqrt{h}}\left(e^{\frac{l}{2\sqrt{h}}} - e^{-\frac{l}{2\sqrt{h}}}\right) \mp \frac{a}{2}\left(e^{\frac{l}{2\sqrt{h}}} + e^{-\frac{l}{2\sqrt{h}}}\right) = A_{l/2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 71.$$

gesetzt ist.

Ist δ, V und H gefunden, so läfst sich die der gröfsten einseitigen Belastung entsprechende unsymmetrische Stützlinie vom Gewölbescheitel aus wie folgt konstruieren. Durch Auftragen der Kräfte V und H erhält man die durch den Gewölbescheitel gehende geneigte Druckkraft T. Zerlegt man hierauf die linke, belastete und die rechte, unbelastete Hälfte des Gewölbes in eine Anzahl von Belastungselementen mit der Breite 1, bezeichnet dieselben bezw. mit I II ... und 1 2 ..... und setzt sie mit der Kraft T zusammen, so erhält man den in F. 9[b], T. IV dargestellten Kräfteplan nebst den zugehörigen, in den gemeinsamen Pol O zusammenlaufenden Strahlen, deren Neigung derjenigen der aufeinander folgenden Seiten des unsymmetrischen, in F. 9[a], T. IV dargestellten Stützpolygons entspricht. Aus der Annäherung jenes linken Zweiges an die äufsere und jenes rechten Zweiges an die innere Begrenzungslinie des Kernstreifens ergiebt sich zugleich, ob bei der angenommenen Gewölbstärke unter der gröfsten einseitigen Belastung ein Klaffen der Fugen bezw. am Rücken oder an der Laibung des Gewölbes vermieden wird oder ob jene Gewölbstärke so zu vermehren ist, dafs das unsymmetrische Stützpolygon nicht, oder nicht mehr als zulässig, über jenen Kernstreifen hinaustritt.

b. **Graphische Behandlung.** Um ein Gewölbe in Bezug auf seine Stabilität auch unter seiner gröfsten einseitigen Belastung zu prüfen, ist zunächst der diesem Belastungszustand entsprechende Horizontaldruck zu ermitteln. Da in dem Abstande δ der Verkehrsbelastungsgrenze von der Mitte des Gewölbes die Tangente an die Stützlinie horizontal ist, da also dort nur Horizontaldruck wirkt, so zerlegt man den belasteten und den unbelasteten Teil des Gewölbes in eine Anzahl möglichst gleich breiter Belastungselemente I II.... und 1 2... (s. T. IV, F. 10[a] u. 10[b]) und setzt sie bezw. mit dem angenommenen Horizontaldrucke $D\,O'$ und $E\,O''$ zusammen, um die Stützlinien $C'\,A$ und $C'\,B$ sowie durch Verlängerung ihrer untersten Polygonseiten bis zur Richtung der an die Stützlinie gelegten horizontalen Tangente die Schwerpunkte S und S' der beiden Gewölbeteile zu finden. Durch Verbindung dieser Schwerpunkte mit den Punkten A' und B' an den Kämpfern, durch welche auch die unsymmetrische Stützlinie gehen soll, erhält man die Neigungen der untersten Seiten der Stützpolygone $C'\,A'$ und $C'\,B'$, durch welche erstere zugleich die Gröfse des jenen Angriffspunkten A' und B' entsprechenden Horizontaldruckes $D\,O$ und $E\,O$ bestimmt wird. Wird letzterer bezw. mit den Gewichten I II.. und 1 2.. zusammengesetzt, so ergeben sich die gesuchten Stützlinien $C'A'$ und $C'B'$.

War der Abstand δ zuvor richtig ermittelt, so müssen die aus den beiden Kräfteplänen sich ergebenden Horizontaldrücke $D\,O$ und $E\,O$ einander gleich sein. Umgekehrt ist daher auch δ graphisch bestimmt, sobald durch eine eventuell mehrmals wiederholte Konstruktion jener beiden Kräftepläne und zugehörigen Stützlinien eine Gleichheit des Horizontaldruckes erreicht ist.

c. Pfeiler.

§ 15. Stärke der Endpfeiler. Da die Stärke der Endpfeiler von dem Drucke entweder der hinterfüllten Erde oder des Gewölbes abhängt, je nachdem dieselben vor oder nach der Einwölbung hinterfüllt werden, so ist dieselbe einmal für Erddruck, einmal für Gewölbedruck zu berechnen und von den hierbei gefundenen Werten der gröfsere

der Ausführung zu Grunde zu legen. Bei gleichzeitiger Einwirkung des entgegengesetzt wirkenden Erd- und Gewölbedrucks ergiebt sich also eine relativ gröſsere Stabilität.

1. **Vom Erddruck abhängige Stärke der Endpfeiler.** Wird ein Endpfeiler mit paralleltrapezförmigem Querschnitt von der Höhe h mit lotrechter Vorderfläche und einer Hinterfläche mit dem Neigungsverhältnis m zu Grunde gelegt und angenommen, daſs Zugspannungen im Mauerwerk nicht auftreten dürfen, so besteht für den Drehpunkt D mit Bezug auf die Bezeichnungen der Fig. 21 Gleichgewicht gegen Drehung, wenn

$$-G\left(g-\frac{w_1}{3}\right)+H.\frac{h}{3}-V\left(\frac{2}{3}w_1-\frac{mh}{3}\right)=o, \quad \ldots\ldots \quad 72.$$

worin H und V die durch Gleichung 8 und 9, S. 120, gegebenen Werte haben, während das Gewicht des Mauerkörpers von der Einheitslänge mit dem specifischen Gewicht γ

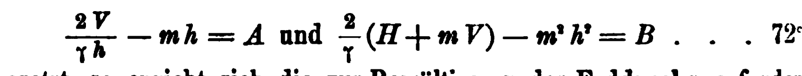
$$G=\gamma\left(w_1-\frac{mh}{2}\right)h \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 72^a.$$

und der Abstand seines Schwerpunktes von der lotrechten Mauerfläche

Fig. 21.

$$g=\frac{w_1}{2}-\frac{mh(3w_1-2mh)}{6(2w_1-mh)} \quad \ldots\ldots \quad 72^b.$$

beträgt. Werden die Werte 72ᵃ u. 72ᵇ in Gleichung 72 eingeführt und der Kürze halber



$$\frac{2V}{\gamma h}-mh=A \text{ und } \frac{2}{\gamma}(H+mV)-m^2h^2=B \quad \ldots \quad 72^c.$$

gesetzt, so ergiebt sich die zur Bewältigung des Erddrucks erforderliche untere Stärke des Endpfeilers

$$w_1=-A+\sqrt{A^2+B}. \quad \ldots\ldots \quad 73.$$

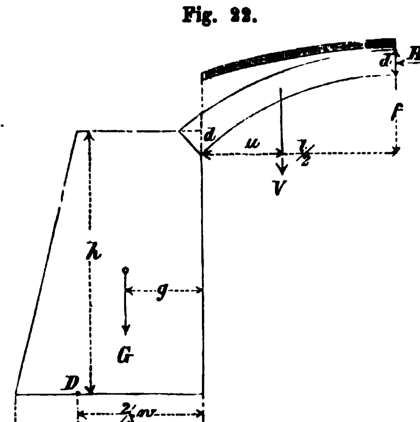
Für m wird im Mittel $\frac{1}{10}$ angenommen. Für rechteckigen Querschnitt ist $m=0$, also in Gleichung 73

$$A=\frac{2V}{\gamma h} \text{ und } B=\frac{2}{\gamma}E \quad \ldots\ldots \quad 74.$$

zu setzen.

2. **Vom Gewölbedruck abhängige Stärke der Endpfeiler. a. Analytische Behandlung.** Wird dieselbe trapezförmige Querschnittsform angenommen, mit H und V bezw. der gröſste Horizontaldruck und das gröſste Gewicht einer Gewölbhälfte bezeichnet, so besteht für den Drehpunkt D mit Bezug auf die Bezeichnungen der Fig. 22 Gleichgewicht gegen Drehung, wenn

Fig. 22.



$$G\left(\frac{2}{3}w-g\right)+V\left(u+\frac{2}{3}w\right)-H\left(f+h-\frac{d}{2}\right)=0, \ldots 75.$$

worin der Horizontaldruck des Gewölbes

$$H=(\gamma d+\gamma_1 d_1+v)\left(\rho_0'+\frac{d}{2}\right), \quad \ldots \quad 75^a.$$

das halbe Gewicht eines Gewölbes, dessen Stützlinie zur inneren Wölblinie parallel läuft und in ihrem Anfang eine unter dem Winkel φ zur Horizontalen geneigte Tangente besitzt,

$$V=H\,tang\,\varphi \quad \ldots\ldots\ldots \quad 75^b.$$

und der Abstand seiner Resultante von dem Anfang der inneren Wölblinie

$$u=\frac{1}{sin\,\varphi}\left(f\,cos\,\varphi-\frac{d}{2}(1-cos\,\varphi)\right) \quad \ldots \quad 76.$$

beträgt. Werden die Werte 72ᵃ und 72ᵇ für G und g in Gleichung 75 eingeführt und

der Kürze halber

$$\frac{2V}{\gamma h} + \frac{mh}{2} = A \text{ und } \frac{6H}{\gamma h}\left(f + h - \frac{d}{2}\right) - \frac{6Vu}{\gamma h} + m^2h^2 = B \quad . \; . \; . \quad 77.$$

gesetzt, so erhält man die dem gröfsten Gewölbedruck entsprechende untere Stärke des Endpfeilers

$$w = -A + \sqrt{A^2 + B}. \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 78.$$

Für einen Endpfeiler mit rechteckigem Querschnitt ist wieder $m = 0$, also in Gleichung 78

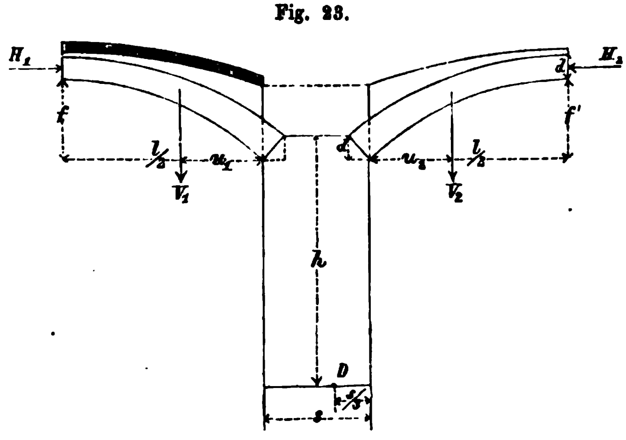
$$A = \frac{2V}{\gamma h} \text{ und } B = \frac{6H}{\gamma h}\left(f + h - \frac{d}{2}\right) - \frac{6Vu}{\gamma h} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 79.$$

zu setzen.

b. Graphische Behandlung. Die Endpfeiler erfahren nahezu den gröfsten Seitendruck bei voller Belastung des Gewölbes. Wird das halbe vollbelastete Gewölbe in eine Anzahl gleichbreiter Belastungselemente I II ... X zerlegt, s. T. IV, F. 15ª u. 15ᵇ, und diese in einem Kräfteplane zusammengestellt, so läfst sich in der früher erörterten Weise sowohl der gröfste Horizontaldruck, als auch die zweckmäfsigste, durch die Mitten der Gewölbsteine gehende Stützlinie konstruieren. Wird nunmehr auch der Endpfeiler in eine Anzahl von Belastungselementen XI XII .... XVI zerlegt und werden diese in einem besonderen Kräfteplane, s. F. 15ª, zusammengestellt, so läfst sich mit Hilfe des zuvor gefundenen Horizontaldrucks die Druckrichtung in jenen Belastungselementen, mithin durch deren Zusammenstellung die Fortsetzung der Stützlinie im Endpfeiler bestimmen. Dann ist die Stärke der letzteren, wenn ein Klaffen der Fugen nicht eintreten soll, so zu bemessen, dafs jene Stützlinie im mittleren Drittel desselben verbleibt. Soll gleichzeitig der Erddruck E in Betracht gezogen werden, welcher, wenn die Reibung der Erde an dem Endpfeiler berücksichtigt wird, bei geneigter Hinterfläche der letzteren unter dem Reibungswinkel ρ zur Normalen angreift, s. F. 15ᵇ, so ist der dem untersten Polygonglied der Stützlinie entsprechende Druck im Kräfteplan, s. F. 15ª, mit dem Erddrucke E zusammenzusetzen und zu deren Resultante von der Verlängerung jenes untersten Polygongliedes aus eine Parallele zu ziehen, welche die Richtung des aus Gewölbe-, Pfeiler- und Erddruck zusammengesetzten Druckes KL, F. 15ᵇ, darstellt.

§ 16. Stärke der Zwischenpfeiler.

Fig. 23.



a. Analytische Behandlung. Legt man einen rechteckigen Querschnitt von der Breite s und Höhe h zu Grunde und bezeichnet mit H_1 und H_2, V_1 und V_2 bezw. den Horizontaldruck und Vertikaldruck des vollbelasteten und entlasteten anstofsenden Gewölbes von gleicher Spannweite l und Pfeilhöhe f, so besteht für den Drehpunkt D mit Bezug auf die Bezeichnungen der Fig. 23 Gleichgewicht gegen Drehung, wenn

$$(H_1 - H_2)\left(f + h - \frac{d}{2}\right) - V_1\left(u_1 + \frac{2s}{3}\right) + V_2\left(u_2 + \frac{s}{3}\right) - \frac{\gamma h}{6} \cdot s^2 = 0, \quad . \; . \; . \quad 80.$$

worin

$$H_1 = (\gamma d + \gamma' d' + v)\left(\rho_0' + \frac{d}{2}\right) \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 80^a.$$

und
$$H_2 = (\gamma d + \gamma' d')\left(\rho_0' + \frac{d}{2}\right), \quad \ldots \quad 81.$$
ferner der Vertikaldruck
$$V_1 = H_1 \, tang \, \varphi_1 \quad \ldots \quad 82.$$
mit dem Abstande
$$u_1 = \frac{1}{sin \, \varphi_1}\left(f \cos\varphi_1 - \frac{d}{2}(1 - \cos\varphi_1)\right) \quad \ldots \quad 83.$$
seiner Resultante von dem Anfange der inneren Wölblinie, endlich der Vertikaldruck
$$V_2 = H_2 \, tang \, \varphi_2 \quad \ldots \quad 84.$$
mit dem Abstande
$$u_2 = \frac{1}{sin \, \varphi_2}\left(f \cos\varphi_2 - \frac{d}{2}(1 - \cos\varphi_2)\right) \quad \ldots \quad 84^a.$$
seiner Resultante von dem Anfange der inneren Wölblinie zu setzen ist.

Wird Gleichung 80 entwickelt und der Kürze halber
$$H_1 - H_2 = H, \; \frac{1}{\gamma h}(2V_1 - V_2) = A \text{ und } \frac{6H}{\gamma h}\left(f + h - \frac{d}{2}\right) + \frac{6}{\gamma h}(V_2 u_2 - V_1 u_1) = B \; . \; 85.$$
gesetzt, so erhält man unter der Bedingung, daſs Zugspannungen im Mauerwerk nicht auftreten dürfen, die erforderliche Stärke des Zwischenpfeilers
$$s = -A + \sqrt{A^2 + B} \; . \quad \ldots \quad 86.$$

Bei gleichen Gewölben mit gröſseren Spannweiten und Eigengewichten wird annähernd $\varphi_2 = \varphi_1$ und $u_2 = u_1$. Sind die angrenzenden Gewölbe nach Spannweite und Pfeilhöhe verschieden, so ist in Gleichung 80
$$H_1\left(f + h - \frac{d}{2}\right) - H_2\left(f' + h - \frac{d'}{2}\right) \text{ statt } H\left(f + h - \frac{d}{2}\right),$$
also in Gleichung 86
$$B = \frac{6}{\gamma h}\left[H\left(f + h - \frac{d}{2}\right) - H_2\left(f_1 + h - \frac{d'}{2}\right)\right] + \frac{6}{\gamma h}(V_2 u_2 - V_1 u_1)$$
zu setzen.

b. **Graphische Behandlung.** Die Zwischenpfeiler erfahren nahezu den gröſsten Seitendruck bei voller Belastung des einen und bei Entlastung des anderen Gewölbes. Zieht man einerseits durch D, s. T. IV, F. 14ª u. 14ᵇ, des Zwischenpfeilers und durch den linken Anfangspunkt A der Stützlinie des Gewölbes, andererseits durch den rechten Anfangspunkt B und durch den Scheitel C der Stützlinie des Gewölbes gerade Linien und verlängert dieselben, bis sie sich im Punkte F schneiden, so bezeichnet die durch diesen Punkt gehende lotrechte Lastscheide FG diejenige Stelle, bis zu welcher die Verkehrslast von rechts nach links fortschreiten darf, um das gröſste Drehungsmoment zu erzeugen. Werden nunmehr die belastete und die unbelastete Gewölbhälfte bezw. in eine Anzahl Belastungselemente I, II .... X und 1, 2 ... 10 zerlegt und in der früher erörterten Weise der zugehörige Horizontaldruck aufgesucht, wovon der letztere der kleinere ist, so lassen sich in den zugehörigen Kräfteplänen die Druckrichtungen in sämtlichen einzelnen Belastungselementen finden und hieraus die zugehörigen Stützlinien AC und $B'C'$ ableiten. Wird sodann auch der Zwischenpfeiler in die Belastungselemente XI, XII .. XIV und 11, 12 .. 14 zerlegt, F. 14ᵇ, und diese in besonderen Kräfteplänen, F. 14ª, zusammengestellt, so läſst sich mit Hilfe des zuvor gefundenen Horizontaldruckes die Druckrichtung in jenen Belastungselementen, mithin durch deren Zusammenstellung die beiden Fortsetzungen der rechten und linken Stützlinie im Pfeiler bestimmen, s. F. 14ᵇ. Werden hierauf die letzten Polygonseiten verlängert und die ihnen entsprechenden Kräfte T und S



in demselben Verhältnis zu ihrer wahren Gröfse aufgetragen, so erhält man mittels des Kräfteparallelogramms deren Resultierende R, welche den vereinigten Druck der rechten und linken Gewölbehälfte sowie des Zwischenpfeilers darstellt und die Basis des Pfeilers in J schneidet. Soll auch hier ein Klaffen der Fugen nicht stattfinden, so mufs die Stärke des Zwischenpfeilers so vermehrt werden, dafs der Punkt J noch in das mittlere Drittel des Zwischenpfeilers fällt.

Die graphische Bestimmung ausreichender Stärken von End- und Zwischenpfeilern besteht daher in der successiven Aneinanderreihung so vieler Belastungselemente, dafs die hierdurch in Verbindung mit den übrigen äufseren Kräften bedingten Stützlinien die Grundflächen der Pfeiler in Punkten schneiden, welche innerhalb des mittleren Drittels der Pfeiler verbleiben, aufserhalb deren also den Pfeilern ein Zusatz von je ein Drittel der ganzen Pfeilerstärke zu geben ist.

Ist die Stärke eines End- oder Zwischenpfeilers nach der in § 15 und 16 angegebenen Weise gefunden, wobei vorausgesetzt ist, dafs die Resultante R aller angreifenden Kräfte durch einen Punkt D der Pfeilerbasis geht, welcher sich in dem Abstande $\frac{a}{3}$ der unteren Pfeilerdicke a von der Drehkante befindet, so läfst sich unter Hinweis auf § 6 und T. IV, F. 3 die Pressung des Pfeilermauerwerks durch Biegung wie folgt finden. An der Drehkante erreicht dieselbe ihr Maximum und nimmt an der gegenüberliegenden Kante den Wert Null an. Bezeichnet man die lotrechte Komponente der Druckresultante R für die Einheitstiefe des Pfeilers mit A, so erhält man nämlich in Bezug auf die neutrale Achse des Mauerquerschnittes die Gleichung $\frac{p'.a^2}{6} = A\frac{a}{6}$ und hieraus die Biegungspressung

$$p' = \frac{A}{a} \quad \ldots \quad 86^a.$$

und wegen $p''.a = A$ den über die ganze Querschnittsfläche gleichmäfsig verteilten Einheitsdruck

$$p'' = \frac{A}{a}, \quad \ldots \quad 86^b.$$

mithin, wenn $p' + p'' = p$ gesetzt wird, die Gesamtpressung des Mauerwerks an der Drehkante

$$p = \frac{2A}{a}, \quad \ldots \quad 87.$$

welche die Druckfestigkeit des angewandten Mauerwerks (siehe § 3. III.) nicht überschreiten darf.

Schliefslich darf noch darauf hingewiesen werden, dafs bei den Untersuchungen über die Standfähigkeit der Gewölbe und der Pfeiler im allgemeinen von bestimmten, mehr oder weniger begründeten Voraussetzungen über die Lage der Stützlinie ausgegangen wird, dafs es indessen sich empfiehlt, bei derartigen Betrachtungen auch die in Wirklichkeit eintretenden, die Lage der Stützlinie beeinflussenden Bewegungen mit in den Bereich der Betrachtungen zu ziehen. Es sind dies einerseits die unvermeidlich, auch bei ganz normaler Ausführung eintretenden elastischen Bewegungen der Pfeiler und Gewölbe, andererseits diejenigen Bewegungen und Störungen, welche namentlich infolge der Senkungen und Formänderungen während der Wölbarbeit und des Ausrüstens, durch Temperaturveränderungen und aus anderen Ursachen eintreten. Hierauf wird in § 26 des folgenden Kapitels etwas näher eingegangen werden.

Litteratur.

Werke und ältere Abhandlungen über Gewölbetheorie.

de la Hire. Gewölbetheorie. Histoire de l'Académie des sciences. 1772.

Coulomb. Desgl. Mémoires de l'Académie des sciences. 1773.

Berard, J. B. Statique des voûtes. Paris 1810.

Audoy. Gewölbetheorie. Mémorial de l'officier du Génie. 1820.

Knochenhauer. Die Statik der Gewölbe. Berlin 1842.

Lahmeyer, W. Theorie der Kreisgewölbe, nach Petit bearbeitet. Berlin 1843.

Heyder, E. Theorie der schiefen Gewölbe. 1846.

Tellkampf. Beiträge zur Gewölbetheorie, frei bearbeitet nach Carvallo. 1855.

Scheffler. Theorie der Gewölbe, Futtermauern und eisernen Brücken. 1857.

Dupuit, J. Traité de l'équilibre des voûtes et de la construction des ponts en maçonnerie. Paris 1870.

Hagen, G. Über Form und Stärke gewölbter Bogen. 2. Aufl. Berlin 1874.

Fabian, H. W. Über Gewölbetheorien mit besonderer Rücksicht auf den Brückenbau. Leipzig 1876.

Pilgrim, L. Theorie der kreisförmigen symmetrischen Tonnengewölbe von konstanter Dicke, welche nur ihr eigenes Gewicht tragen. Stuttgart 1877.

Foeppl, A. Theorie der Gewölbe (im 2. Kap. Anwendung der Elasticitätslehre auf Gewölbe). Leipzig 1880.

Schreiber. Tabellen zum Auftragen der Gewölbestützlinien nach Ordinaten. Straßburg 1884.

Abhandlungen in Zeitschriften, welche Gewölbetheorie betreffen.

Schwedler. Theorie der Stützlinie. Zeitschr. f. Bauw. 1859, S. 118.

Derselbe. Statische Berechnung eines flachen Gewölbes. Zeitschr. f. Bauw. 1868, S. 468.

Heinzerling. Die Bauwage und ihre Ergebnisse für den Gewölbebau. Zeitschr. f. Bauw. 1869, S. 60.

Derselbe. Analytisch graphische Konstruktion der Brückengewölbe mit Berücksichtigung ihrer größten einseitigen Belastung. Zeitschr. f. Bauw. 1872.

Derselbe. Theorie, Konstruktion und statische Berechnung der Brückengewölbe. Allg. Bauz. 1872.

Heuser. Stabilitätsuntersuchung der Gewölbe auf graphischem Wege. Deutsche Bauz. 1872, S. 365.

Williot. Stabilität symmetrischer Gewölbe mit horizontaler Belastungslinie. Ann. du génie civil. 1872. Juni, S. 367.

Heinzerling. Berechnung und Konstruktion der schief gewölbten Brücken. Civiling. 1874, S. 167.

Clericetti. Über das Prinzip der Bruchfuge bei Gewölben. Il Politechnico. XXI, No. 8. — Civiling. 1874, S. 349.

Collignon. Theorie der Gewölbe. Ann. des ponts et chaussées 1876. Mai, S. 589.

Perrodil. Gewölbetheorie (analytisch, nach der Elasticitätslehre). Ann. des ponts et chaussées. 1876, S. 178.

Tolkmitt. Beitrag zur Theorie der Brückengewölbe. Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 401.

Resal. Theorie der Gewölbe. Ann. du génie civil. 1877. März, S. 175.

Szystowski. Über die Mittellinie des Drucks in Gewölben. Ann. industr. 1877, S. 108.

Tolkmitt, G. Berechnung der Gewölbestärke und Bogenform massiver Brücken. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1878, S. 451.

Meydenbauer, A. Einzeichnung der Stützlinie in Gewölbe. Bauprojekte. Zeitschr. f. Bauw. 1878, S. 394.

Pluim Mentz. Beitrag zur Theorie der Gewölbe. Tijdschrift van het Kon. Institut van Ingenieurs. 1878. Febr., S. 57.

Häseler. Bestimmung des Erddrucks auf normale Brückenflügel. Civiling. 1879.

Winkler, E. Lage der Stützlinie im Gewölbe. Deutsche Bauz. 1879, S. 117 u. 1880, S. 58.

Engesser. Lage der Stützlinie in Gewölben. Deutsche Bauz. 1880, S. 184.

Cunq. Untersuchung der Stabilität von Gewölben. Ann. des ponts et chaussées. 1880. Aug., S. 145.

Durand-Claye. Untersuchung der Stabilität von Gewölben. Ann. des ponts et chaussées. 1880. Mai, S. 416.

Ritter, Fr. Zur Theorie der Gewölbe, insbesondere derjenigen unter Erdanschüttungen. Allg. Bauz. 1880, S. 85.

Zimmermann. Einfaches Verfahren zur Berechnung und Konstruktion der Hagen'schen Stützlinie. Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 231.

Gilliot. Über einige geometrische Eigenschaften der Drucklinien von Gewölben. Ann. des ponts et chaussées 1884. März, S. 260.

Lavoinne. Über die Drucklinien in Gewölben. Ann. des ponts et chaussées. 1884. Okt. S. 315.



B. Gerade Durchlässe, Bachbrücken, Durchfahrten und Wegebrücken.

§ 17. Gerade Platten- und gewölbte Durchlässe. a. Gerade Plattendurchlässe (s. Tafel V). Die in Eisenbahnen oder Strafsen vorkommenden Plattendurchlässe, s. T. V, F. 1 bis 17, erhalten etwa 0,25 bis 1 m Weite und 0,25 bis 1 m Höhe im Lichten, Wangenmauern mit meist rechteckigem Querschnitt von 0,5 bis 0,6 m Dicke, gemauerte oder Betonfundamente von verschiedener, der jeweiligen Lage des festen Baugrundes entsprechenden Tiefe, welche — bei geringer lichter Weite oder minder tragfähigem Baugrunde — vereinigt, s. F. 11 bis 14, andernfalls getrennt sind, s. F. 1 bis 10, und je nach der lichten Weite und nach der Festigkeit des Steins 15 bis 30 cm starke Deckplatten, welche meist eine in dem Verhältnis von 1 : 3 geneigte Hintermauerung mit einem 2 bis 3 cm starken Cementüberzug und eine Überschüttung von mindestens 0,5 m erhalten. Die äufsere Umhüllung der Deckplatten und Wangenmauern mit einem etwa 10 cm dicken Thonschlag, s. F. 5 u. 7, hat sich wegen der darin zurückgehaltenen Feuchtigkeit für das Mauerwerk nicht immer zweckmäfsig erwiesen. Wo lichte Weiten erforderlich sind, welche die Länge der verfügbaren Deckplatten überschreiten, werden die letzteren entweder durch Kragsteine mit 10 bis 12 cm Ausladung unterstützt, s. F. 1 bis 5, oder es werden, wenn auch diese nicht ausreichen, gekuppelte Durchlässe mit zwei oder mehreren Öffnungen angewandt, deren Deckplatten, wenn nötig, ebenfalls noch durch Kragsteine unterstützt werden, s. F. 6 bis 10. Die Sohle erhält eine ebene oder besser eine etwas konkave Oberfläche bei sehr verschiedenem, von der Neigung des zu unterführenden Terrains abhängigen Gefälle von mindestens 1 % und besteht aus einer 12 bis 20 cm starken Pflasterung, welche bei zusammenhängenden Fundamenten meist unmittelbar auf diesen ruht. Als Querverband der Wangenmauern und zur Vermeidung einer Unterspülung der Sohle werden getrennte Fundamente an dem Ein- und Auslauf des Durchlasses, bei gröfserer Länge desselben bisweilen auch zwischen beiden, durch 0,5 bis 0,6 m starke und ebenso hohe Herdmauern verbunden, auch zur Verhütung einer Verschiebung des ganzen Bauwerks auf stark geneigtem oder schlüpfrigem Terrain die Fundamente mit starken gemauerten, in dasselbe eingreifenden Verzahnungen versehen.

Die Häupter der Plattendurchlässe werden zum Teil mit Winkelflügeln, welche entweder genau oder annähernd in der Fortsetzung der Wangenmauern liegen, s. F. 11 und 12, häufiger aber mit Parallelflügeln ausgeführt, welche zur Böschungskante des Dammkörpers parallel laufen, also bei geraden Durchlässen rechte Winkel, bei schiefen Durchlässen teils spitze, teils stumpfe Winkel mit den Wangenmauern einschliefsen. Die Winkelflügel werden auf ihrer geböschten Seite meist mit 10 bis 20 cm starken Böschungsplatten oder Böschungsstücken, s. F. 11 u. 12, abgedeckt, welche sich unten auf die Fundamente oder auf besondere Böschungsanfänger stützen, oben an wagrechte Gesimsplatten anschliefsen, welche sich zu beiden Seiten über die Öffnung hinaus fortsetzen und oben, zur Befestigung der Dammböschung, mit hakenförmigen Ansätzen, den sog. Erdhaken, versehen sind. Diese Erdhaken werden durchgehends entweder an die

Gesimsplatten angearbeitet oder — um den in diesem Falle entstehenden Materialverlust zu vermeiden — neben hinreichend vertieften Rinnen mit dreieckigem Querschnitt hergestellt. Die Parallelflügel werden samt den zwischen ihnen befindlichen Öffnungen mit wagrechten Platten abgedeckt und diese oben meist mit Erdhaken, unten mit Wassernase versehen.

Plattendurchlässe erhalten, wenn sie Aufträge durchsetzen, meist zwei einander ähnliche Häupter, wenn sie halb im Einschnitt liegen, also das Wasser der Bahngräben und Böschungen aufzunehmen haben, an den Ausläufen die gewöhnlichen Vorderhäupter, an den Einläufen etwas abweichend konstruierte Hinterhäupter. Die Bahngräben werden dann durch Winkelflügel abgeschlossen, welche entweder die direkte Fortsetzung der Wangenmauern bilden, s. F. 11 u. 12, oder mit Wasser- oder Fallkesseln versehen. An der Einschnittsböschung werden sie dann durch niedrige Futtermauern verbunden, die entweder zugleich die Rückwand des Bahngrabens bilden, s. F. 16 u. 17, oder eine Pflasterung stützen, welche entweder die Einschnittsböschung oder die Rinne des abzuführenden Wassers bekleidet. Um die Einlaufsöffnung möglichst weit zu halten, werden die Deckplatten der Durchlässe dort nicht neben-, sondern kragsteinartig übereinander gelegt, s. F. 12 u. 17, und hiermit zugleich der Bahnkörper nach der Bergseite hin abgeschlossen. Bei gegebener Spannweite oder Plattenstärke läfst sich für verschiedene Überschüttungshöhen bezw. die kleinste zulässige Plattenstärke oder die gröfste zulässige Spannweite dieser Durchlässe aus den unter A. gemachten Angaben theoretisch finden.

Empirisch kann man für gutes Material und Überschüttungen unter 1,5 m die Plattendicke in Meter $d = 0{,}1 + 0{,}2 \, . \, l$,
über 1,5 m $d = 0{,}12 + 0{,}24 \, . \, l$
und, zur gehörigen Verteilung des Druckes, deren Auflagerbreite λ bezw. 0,25 l und 0,3 l annehmen, woraus sich die ganze Länge $L = l + 2\,\lambda$ der Platte zu bezw. 1,5 l und 1,6 l ergiebt. Die Stärke der Wangenmauern, welche hauptsächlich von dem Drucke der hinterfüllten Erde, also von der Höhe h der lichten Öffnung abhängt, läfst sich bei gutem Mauerwerk in Meter zu

$$w = 0{,}3 + 0{,}4 \, . \, h,$$

der Vorsprung eines jeden ihrer Fundamentabsätze zu 0,15 m und eines jeden zur Unterstützung der Deckplatten dienenden Kragsteins zu $\frac{1}{10}\,l$ bis $\frac{1}{8}\,l$ annehmen. Bei doppelten oder mehrfachen Plattendurchlässen sind die Dicken der Zungenmauern, wegen der doppelten Auflagerung der Platten, zu $\frac{1}{2}\,w$ bis w anzunehmen.

Parallelflügel können, da sie einem Erddrucke zu widerstehen haben, welcher dem der Wangenmauern fast gleichkommt, durchweg so stark wie diese angelegt werden. Winkelflügel erhalten nur da, wo sie an die Wangenmauern anschliefsen, deren Stärke, welche nach der Flügelspitze hin allmählich bis auf höchstens 0,4 m abnimmt. Jene Anschlüsse der Flügel sind, um ein Abreifsen der letzteren durch Erdschub zu verhüten, entsprechend zu verstärken und unter Anwendung fester lagerhafter Steine und guten Mörtels sorgfältig im Verband zu mauern.

b. Gerade gewölbte Durchlässe (s. Tafel V). 1. Überwölbte Durchlässe. Die überwölbten Durchlässe sind meist zur Unterführung kleiner Wasserläufe oder zeitweiliger Wasseransammlungen bestimmt, erhalten daher selten über 0,5 bis 2 m Weite und bei unbeschränkter Konstruktionshöhe 1 bis 2 m lichte Höhe, s. T. V, F. 18 bis 23 und F. 30 bis 35. Bei beschränkter Konstruktionshöhe erhalten sie lichte Weiten von 2 bis 4 m, bei lichten Höhen von 0,5 bis 1 m, s. F. 27 bis 29. Im ersteren Falle ist die Überwölbung meist eine halbkreis-, im letzteren Falle meist eine segmentbogen-

förmige mit einer Scheitelstärke von bezw. 0,35 bis 0,5 m. Die Widerlager erhalten meist rechteckigen Querschnitt von 0,5 bis 1 m Dicke mit gemauerten oder Betonfundamenten, s. F. 30 bis 35. Die ersteren sind teils mit wagrechten Schichten gemauert, bei kleinen Weiten und wenig tragfähigem Baugrunde vereinigt, s. F. 18 bis 23, bei gröfseren Weiten und festem Baugrunde getrennt, s. F. 30 bis 35, teils, und zwar bei gröfseren Weiten und wenig tragfähigem Baugrunde umgekehrt segmentbogenförmig gewölbt, s. F. 27 bis 29. Die Halbkreisgewölbe erhalten eine Hintermauerung, deren Oberfläche einen Sattel mit $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{8}$ Neigung bildet, s. F. 22 u. 31, die Segmentbogengewölbe mit Pfeilverhältnissen von $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{6}$ eine ähnliche Hintermauerung oder, bei Pfeilverhältnissen von $\frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{10}$, nur etwas stärkere Gewölbschenkel, s. F. 29. Beide werden zum Schutze gegen das Sickerwasser entweder mit einer 2,5 bis 3 cm starken Cementschicht oder mit einer in Cement gelegten Ziegelplattschicht abgedeckt und in beiden Fällen, zur Herstellung einer dauerhafteren Dichtung, nicht selten noch mit einer $^3/_4$ bis 1 cm starken Asphaltschicht überzogen. Auch hier hat sich die äufsere Umhüllung des Gewölbes und des Widerlagerrückens mit einem 10 bis 15 cm starken, die Nässe zurückhaltenden Thonschlage, s. F. 18, 22 u. 23, für das Mauerwerk nicht immer als zweckmäfsig erwiesen. Die Sohle erhält nach ihrer Breite vorteilhaft eine etwas konkave Oberfläche, nach ihrer Länge ein verschiedenes, von der Neigung des Terrains abhängiges Gefäll von mindestens 1 % und besteht aus einer, 12 bis 20 cm starken, meist in hydraulischen Mörtel gelegten Pflasterung, s. F. 22 u. 31, welche bei verbundenen Fundamenten unmittelbar auf diesen, bei Trennung derselben unmittelbar auf dem Baugrunde ruht. Im letzteren Falle werden die Fundamente mindestens an den Häuptern, und wenn deren Entfernung gröfser ist, auch zwischen denselben, durch 0,5 bis 0,75 m breite und hohe Herdmauern, welche zugleich Fundament und Sohle vor Unterspülung schützen, oder durch gleichstarke, denselben Zweck erfüllende Erdbogen, zwischen welche die Sohlenpflasterung eingeschaltet wird, verbunden. Auch an die Fundamente stark geneigter gewölbter Gebirgsdurchlässe werden unten hakenförmige Ansätze gemauert, welche in den Baugrund eingreifen und dadurch das Bauwerk vor Rutschungen sichern. Bei Neigungen des Terrains von über 10 %, besonders wenn dafselbe, wie feuchter Thonboden, von schlüpfriger Beschaffenheit ist, giebt man der Sohle wohl auch eine treppenförmige Gestalt, welche zugleich die Geschwindigkeit des durchzuführenden Wassers mäfsigen und Unterspülungen verhüten oder wenigstens erschweren soll. Die Sohle erfordert dann an den Absätzen, besonders wenn sie höher sind, besondere Befestigung, um von dem senkrecht niederfallenden Wasser nicht ausgewaschen zu werden, während eine gleichförmig geneigte Sohle gleichmäfsig stark durchgeführt werden kann. Da Durchlässe mit geneigter Sohle überhaupt homogener ausgeführt werden können, als solche mit treppenförmiger Sohle, so verdienen sie besonders unter Dämmen, worin Erdbewegungen zu befürchten sind, vor den letzteren den Vorzug. An den Häuptern der Durchlässe werden mehr oder minder über den Gewölbscheitel sich erhebende Stirnmauern, s. F. 21 u. 30, aufgeführt, an welche sich entweder Parallelflügel mit bepflanzten oder gepflasterten Böschungskegeln anschliefsen, oder gröfstenteils — insbesondere bei hohen, seitlichen Rutschungen ausgesetzten Dämmen — Winkelflügel, s. F. 18 bis 22 und 30 bis 35, welche entweder in der Fortsetzung der Widerlager liegen oder einen stumpfen Winkel mit denselben einschliefsen und im letzteren Fall oben entweder — aber selten — wagrecht abgeschlossen, s. F. 27 u. 28, oder geböscht sind, s. F. 18 u. 32. Die Parallel- und Winkelflügel werden bei geringen Höhen senkrecht, s. F. 28, bei gröfseren Höhen mit $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{12}$ Anlauf angelegt, s. F. 21 u. 30. Bei unzuverlässigem Baugrunde

werden die Köpfe der Flügelfundamente mitunter durch Herdmauern oder Erdbogen verbunden. Die Parallelflügel erhalten die Höhe der Stirnmauern und werden gleich diesen wagrecht mit etwas vorspringenden, 15 bis 30 cm starken, oben mit Erdhaken, vorn mit Wassernasen versehenen Gesimsplatten abgedeckt. Auch die Winkelflügel und die von ihnen eingeschlossenen Stirnmauern werden oben mit solchen Deckplatten wagrecht abgeschlossen, während die geböschten Seiten der ersteren entweder mit 10 bis 20 cm starken Böschungsplatten, s. F. 18 u. 32, welche sich auf trapezförmige Böschungsanfänger stützen, mit Böschungsstücken oder abwechselnd mit Böschungsplatten und Böschungsstücken abgedeckt werden.

Wo überwölbte Durchlässe Aufträge durchsetzen, erhalten sie meist zwei einander ähnlich angeordnete Häupter, wenn sie halb im Einschnitt liegen, also das Wasser der Bahngräben und Böschungen zugleich abzuführen haben, an den Ausläufen entweder den zuvor beschriebenen ähnlich konstruierte, oder — wenn das Terrain sehr stark geneigt ist — etwas gegen die Böschung geneigte Vorderhäupter, an den Einläufen denjenigen ähnlich situierter Plattendurchlässe analog konstruierte Hinterhäupter, während die Bahn durch niedrige Stirnmauern — wovon die nach der Bergseite hin gelegene zugleich die Innenwand des Bahngrabens bildet — seitlich begrenzt wird. Eine trichterartige Erweiterung des Einlaufes ist durch stufenförmig übereinander gespannte Gewölberinge zu erzielen. Bei tiefliegenden Sohlen kann der Einlauf des Wassers von der Bergseite her auch durch Fallkessel, s. T. VI, F. 24 bis 28, bewirkt werden, welche man mit Fanggruben für die mitgeführten Gerölle und Erdmassen versieht.

Für gegebene Gewölbeformen und Belastungen lassen sich die Gewölbstärken nach den unter A. gemachten Angaben theoretisch finden. Empirisch[34]) läfst sich, wenn man den Halbmesser der inneren Wölblinie mit r bezeichnet, die Gewölbstärke für guten Haustein und Überschüttungen unter 1,5 m

$$d = 0{,}4 + 0{,}025 \, . \, r, \qquad 88.$$

über 1,5 m

$$d = 0{,}45 + 0{,}03 \, . \, r, \qquad 88^a.$$

für gutes Ziegelmauerwerk bezw.

$$d = 0{,}43 + 0{,}028 \, . \, r \text{ und } d = 0{,}51 + 0{,}033 \, . \, r, \qquad 89.$$

für gutes Bruchsteinmauerwerk bezw.

$$d = 0{,}48 + 0{,}031 \, . \, r \text{ und } d = 0{,}55 + 0{,}037 \, . \, r \qquad 90.$$

setzen, worin für halbkreisförmige Gewölbe mit der Spannweite l, $r = \frac{1}{2}\, l$; für Stichbogengewölbe mit der Spannweite l und Pfeilhöhe f:

$$r = \frac{l^2 + 4f^2}{8f} \qquad 91.$$

und für Segmentbogen mit einem Centriwinkel von 60°, $r = l$ anzunehmen ist. Gewöhnlich ist l und f gegeben, woraus man erst r und dann d berechnet.

Bei Überschüttungen von der Höhe h = 15 bis 30 m über dem Scheitel des Gewölbrückens und bei lichten Weiten des halbkreisförmigen Gewölbes von 1 bis 10 m ergiebt sich annähernd dessen Schlufssteinstärke für Eisenbahnbrücken:

$$d_1 = d \sqrt{1 + \frac{h-1}{4{,}5}}, \qquad 92.$$

für Chausseebrücken:

$$d_1 = d \sqrt{1 + \frac{h-1}{7}}, \qquad 93.$$

worin d die Schlufssteinstärke desselben Gewölbes ohne Überschüttung bedeutet.

---

[34]) Über das Verfahren bei Ableitung empirischer Formeln vergl. von Kaven. Der Wegebau. Hannover 1870, S. 519.

Für Stichbogengewölbe mit der Spannweite l, Pfeilhöhe f und Höhe h der Widerlager über dem Fundamente kann die Widerlagstärke

$$w = 0{,}3 + \frac{l}{8}\left(\frac{3l-f}{l+f}\right) + 0{,}17 \,.\, h \text{ in m,} \quad \ldots \quad 94.$$

und für Halbkreisgewölbe, für welche $f = \frac{l}{2}$ ist,

$$w = 0{,}3 + 0{,}2 \,.\, l + 0{,}17 \,.\, h \quad \ldots \quad 95.$$

in Meter angenommen werden. Obwohl die Widerlagmauern der überwölbten Durchlässe vergleichsweise stärker als diejenigen der Plattendurchlässe werden, so kann ihre Stärke doch für die Dicke der Parallelflügel und der höchsten Teile der Winkelflügel, zumal beide höher als die Widerlager sind, beibehalten werden.

Für normale Durchlässe und Brücken mit Halbkreisgewölben unter Dämmen von 1 bis 10 m Höhe giebt folgende Tabelle die nötigen Abmessungen.[35])

Lichte Weite der Objekte	Normale Stärke bei 3 m Dammhöhe			Normale Stärke bei der größten Dammhöhe			Zunahme für jede 30 cm Vermehrung der Dammhöhe über 3 m			Der gröfste Druck erstreckt sich bis zur Höhe von
	Schlufsstein	Kämpfer	Widerlager	Schlufsstein	Kämpfer	Widerlager am Kämpfer	Schlufsstein	Kämpfer	Widerlager am Kämpfer	
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
1	0,44	0,55	0,75	0,68	0,80	1,10	0,0073	0,0082	0,0104	12,64
2	0,50	0,66	0,88	0,76	0,95	1,38	0,0079	0,0088	0,0139	13,27
3	0,54	0,73	0,98	0,85	1,11	1,52	0,0092	0,0111	0,0148	13,90
4	0,57	0,80	1,11	0,95	1,27	1,71	0,0101	0,0129	0,0161	14,85
5	0,66	0,89	1,34	1,06	1,36	1,90	0,0101	0,0117	0,0139	16,12
6	0,75	0,99	1,53	1,19	1,52	2,11	0,0082	0,0095	0,0110	17,69
7	0,83	1,10	1,70	1,29	1,62	2,24	0,0072	0,0082	0,0114	19,91
8	0,96	1,22	1,90	1,42	1,80	2,46	0,0088	0,0095	0,0082	21,41
9	0,99	1,30	2,08	1,52	1,89	2,59	0,0095	0,0095	0,0081	22,12
10	1,00	1,37	2,25	1,61	1,98	2,71	0,0098	0,0100	0,0080	24,50

Für normale Durchlässe und Brücken mit Stichbogengewölben von 1 bis 12 m Lichtweite enthält nachfolgende Tabelle die erforderlichen Abmessungen.

Lichte Weite l	Pfeilhöhe $f = \frac{l}{4}$	Radius $r = \frac{5}{8}\,l$	Gewölbstärke am Schlufsstein d	Gewölbstärke am Kämpfer d_1	Widerlagstärke am Kämpfer w
m	m	m	m	m	m
1	0,25	0,625	0,44	0,56	1,10
2	0,50	1,250	0,53	0,73	1,67
3	0,75	1,875	0,60	0,84	1,50
4	1,00	2,500	0,66	0,92	2,05
5	1,25	3,125	0,72	0,97	2,68
6	1,50	3,750	0,79	1,04	3,00
7	1,75	4,375	0,84	1,10	3,32
8	2,00	5,000	0,90	1,16	3,63
9	2,25	5,625	0,98	1,22	3,95
10	2,50	6,250	1,03	1,29	4,26
11	2,75	6,875	1,07	1,35	4,58
12	3,00	7,500	1,13	1,42	4,90

Durchlässe unter hohen Dämmen erfordern aber nicht nur die hinreichenden Stärken, sondern auch einen guten Verband, damit sie bei den in frisch geschütteten Dämmen

[35]) Vergl. Besondere Vorschriften für den Baudienst der Eisenbahn von Innsbruck nach Bozen (Brennerbahn). Wien 1869. — Angaben über Normalien für die Durchlässe der hannoverschen und oldenburgischen Bahnen, der Berlin-Stettiner Bahn u. a. s. Deutsches Bauhandb. III. S. 316 u. S. 321 ff.



eintretenden Bewegungen weder zerdrückt noch verschoben werden können. Um gleichzeitig eine Entlastung zu bewirken und eine seitliche Verschiebung zu verhindern, legt man die Durchlässe, insofern dies die Abführung des Wassers gestattet, möglichst tief in dem gewachsenen Grunde an und stampft den überschütteten Boden in möglichst dünnen wagrechten Lagen mit nicht zu schweren Handrammen fest. Da hohe Dämme einen nahezu gleichförmig auf die Horizontalebene verteilten Druck ausüben, wodurch die Stützlinien der Gewölbe die Form einer gemeinen Parabel mit lotrechter Achse annehmen, so lassen sich Durchlässe unter hohen Dämmen mit geringerem Materialaufwand ausführen, wenn sie parabolische Gewölbe erhalten, welche sich unmittelbar auf die Fundamente stützen, s. T. V, F. 42 u. 43. Auch sichert diese Form die Durchlässe mehr gegen seitliche Verschiebung, da sich diese parabolischen Gewölbe den inneren Kräften besser anschliefsen als Kreis- oder Segmentbogengewölbe mit besonderen Widerlagern. Bei dem erheblichen Druck, den solche Durchlässe erleiden, sind dieselben ihrer ganzen Länge nach besonders sorgfältig und so zu fundieren, dafs nicht stellenweise Einsenkungen und Risse eintreten können, welche den Verband des Mauerwerks schwächen oder aufheben.

2. Umwölbte Durchlässe. Unter Überschüttungen, welche bei andauerndem Regen oder bei Eintritt des Tauwetters Bewegungen ausgesetzt sind, werden die Durchlässe zweckmäfsig ganz umwölbt, wobei dieselben lichte Weiten und Höhen von 0,5 bis 2 m und bezw. kreisförmige, tunnelprofilförmige (s. F. 24 bis 26) oder ovale Querschnittsöffnungen erhalten. Die Scheitel- und Sohlgewölbe erhalten eine Stärke von bezw. 0,25 bis 0,5 m und werden entweder noch senkrecht hinter- und wagrecht untermauert oder behalten die Form der inneren Wölblinie auch im Äufseren wesentlich bei. Unter der Dammkrone, wo der Erddruck am gröfsten ist, werden Scheitelgewölbe oder die Scheitel- und Sohlgewölbe entsprechend verstärkt, übrigens wie angegeben angeordnet. So hat ein 39 m langer, von Stephenson ausgeführter Durchlafs mit ovalem Querschnitt von 2,05 m Höhe und 1,89 m Weite im Lichten in seinem mittleren, 19,8 m langen Teile eine Gewölbstärke von 0,47 m, in seinen beiden äufseren Teilen eine solche von 0,35 m bei einer durchgehends gleichen Sohlenstärke von 0,39 m erhalten. Die Häupter dieser Durchlässe bestehen aus lotrechten, etwas über die Dammböschung hervorragenden Stirnmauern, an welche sich meist geneigte Winkelflügel von durchweg gleicher Stärke anschliefsen, deren Fundamente durch Sohlmauerwerk mit umgekehrt konkaver Wölbung verbunden sind. Bisweilen sind jene Flügel an der Einschnittsseite noch über den Bahngraben hinaus verlängert und hier mit besonderen Einlauföffnungen versehen.

Umwölbte Durchlässe mit kreisförmigem Querschnitt und Weiten von 0,6 m finden sich aus Backstein in England mit Wölbstärken von 22,5 und 30 cm ausgeführt und im ersteren Fall in ein besonderes Kiesbett gelagert. Bei der Brennerbahn sind derartige Durchlässe in Bruchstein mit 1,9 m Durchmesser und 63 cm Wölbstärke, einem besonderen Sohlgewölbe von 32 cm, einer senkrechten Hinter- und einer wagrechten Untermauerung zur Ausführung gelangt, während sie von den Häuptern durch senkrechte, mit Gesimsplatten abgedeckte Stirnen und Winkelflügel abgeschlossen sind. Das vor den Häuptern etwas erweiterte Bett ist durchweg gepflastert.

Umwölbte Durchlässe mit ovalem, durch vermittelte Kreisbogen mit verschiedenen Radien begrenzten Querschnitt von 1 bis 2 m Höhe und bezw. 0,9 bis 1,8 m Weite im Lichten, mit Scheitelgewölben von 34 bis 45 cm Stärke, sowie mit lotrechter Hinter- und wagrechter Untermauerung sind in England vielfach ausgeführt und an den Häuptern durch lotrechte, oben abgedeckte Stirnmauern in Verbindung mit gebrochenen, unten

durch Sohlgewölbe verbundenen Flügeln abgeschlossen. Wo die Durchlässe in Bahngräben münden, deren Sohle höher als ihre eigene liegt, durchsetzen die Flügel jene Gräben und sind mit Öffnungen zur Einführung des Grabenwassers in den Durchlaſs versehen.

Bei den umwölbten Durchlässen mit thorförmigem Querschnitt, wobei das Sohlengewölbe nicht direkt in das Laibungsgewölbe übergeht, sind in England u. a. lichte Höhen und Weiten von 0,9 bis 1,8 m und Stärken der Scheitel- und Sohlgewölbe von bezw. 34 bis 45 cm ausgeführt, während die Häupter ähnlich wie in dem vorhergehenden Falle angeordnet sind.

§ 18. Gerade Bachbrücken, Wegüberführungen und Durchfahrten, s. Tafel V und VI. — Nachdem über die Lage der bezeichneten Bauwerke in § 9 des ersten Kapitels, über die Gröſse und Zahl ihrer Öffnungen in § 11, ferner über die Breite ihrer Brückenbahnen in § 13 desselben das Erforderliche gesagt wurde, ist hier bezüglich ihrer allgemeinen Anordnung noch Folgendes zu bemerken.

Man kann die Bachbrücken und die Durchfahrten einteilen in solche, welche die Brückenbahn direkt tragen, und in solche, bei welchen zwischen der Verkehrsbahn und dem Bauwerk eine Überschüttung vorhanden ist. Bei ersteren ergiebt sich der Abstand von Stirn zu Stirn unter angemessener Berücksichtigung der Geländerbreiten und der Anordnung der Stirndeckplatten aus der Breite der Brückenbahn, bei letzteren fällt der bezeichnete Abstand erheblich gröſser aus und man pflegt dementsprechend das, was bei jenen Breite genannt wird, als Länge zu bezeichnen. Die Bestimmung der Längen überschütteter Bauwerke kann eingehende Erwägungen veranlassen, denn bei gegebener Höhe der Dämme erfordert ein kurzes Bauwerk hohe Widerlager und massige Flügel, ein langes aber ein stärkeres Gewölbe, als jenes. Man hat somit in zweifelhaften Fällen diejenige Anordnung, welche die geringeren Kosten verursacht, durch vergleichende Projekte zu ermitteln.

Es ist versucht, den in Rede stehenden Fall theoretisch zu behandeln, ohne daſs damit Resultate erzielt wären, welche direkt verwendbar sind. Eine bezügliche Untersuchung findet sich u. a. in dem Protokoll der 65. Hauptversammlung des sächsischen Ingenieur-Vereins, Dresden 1868, und auszugsweise im Deutschen Bauhandbuch III, S. 314. — Falls bei eingleisigen Eisenbahnen auf die Herstellung eines zweiten Gleises Rücksicht genommen werden muſs, so sind besondere Erwägungen am Platze, über welche die auf S. 75 erwähnte Abhandlung Nördlings das Erforderliche enthält.

Gewölbte Widerlager (vergl. S. 98) bringen hauptsächlich bei Wegüberführungen und bei hoch überschütteten Bachbrücken, mitunter aber auch bei Durchfahrten, erhebliche Vorteile mit sich. Bei dieser Anordnung verschmelzen bekanntlich Gewölbe und Widerlager einerseits, Stirnmauern und Flügelmauern andererseits zu einem Ganzen (s. F. 5 bis 12, T. VI), was eine erhebliche Einschränkung der Mauerwerksmassen, bezw. der vergleichsweise teueren Ansichtsflächen zur Folge hat. Bei Wegüberführungen über eingleisige Eisenbahneinschnitte besteht ein anderer Vorteil der gewölbten Widerlager darin, daſs eine Einschnittserbreiterung leicht ausgeführt werden kann, s. F. 11, T. VI. Bei widerstandsfähigem Untergrunde, also bei Felsboden oder hartem Thon, treten die Vorteile der gewölbten Widerlager besonders hervor.

Die Bauwerke, welche sowohl Wege wie Wasserläufe überbrücken, können, wie auf S. 44 bereits bemerkt ist, in verschiedener Weise behandelt werden, und es müssen auch in diesem Falle vergleichende Projekte über die zweckmäſsigste Anordnung ent-

scheiden. Eine Wege- und Bachunterführung mit einer Öffnung zeigen F. 16 bis 18, T. VI, eine solche mit zwei nebeneinander liegenden Öffnungen zeigt F. 19, während Bauwerke mit übereinander liegenden Öffnungen in F. 20 bis 28 dargestellt sind. Sonstige Beispiele findet man im Deutschen Bauhandbuch III, S. 354, auch im ersten Bande dieses Werks, Kap. V, S. 79 ist ein Bauwerk der fraglichen Art bereits besprochen. Zu den Ausführungen mit mehreren Öffnungen kann man auch die nicht selten vorkommenden Durchfahrten und Wegüberführungen rechnen, bei welchen kleine Wasserläufe durch die Endpfeiler geführt sind.

Die Brückenbahn erfordert, wenn sie in einer Strafse liegt, eine Querneigung der Fahrbahn von $\frac{1}{24}$ bei festem, von $\frac{1}{16}$ bei minder festem Strafsenmaterial, und der Fufsbahnen, wenn sie geplattet oder gut gepflastert sind, von bezw. $\frac{1}{100}$ und $\frac{1}{80}$. Zwischen der Fahrbahn und den Fufsbahnen sind Gossen (Kandeln) mit seitlichen Ausläufen an den Endungen der Brüstungen oder mit Abzugsöffnungen hinter den Widerlagern anzulegen. Etwa vorhandenes Sickerwasser fliefst bei einer Brückenöffnung auf der geneigten Übermauerung hinter die Widerlager ab und wird bei mehreren Öffnungen durch die Gewölbscheitel oder durch die Gewölbschenkel, meist an deren Kämpfern, abgeleitet. Liegt die Brückenbahn in einer Eisenbahn, so erhält dieselbe in der geraden Strecke eine wagrechte Lage, in der Kurve erhält jedes Gleise die ihrem Krümmungshalbmesser entsprechende Querneigung. Das in den durchlässigen Oberbau eingedrungene Wasser wird bei einer, bisweilen auch bei mehreren Öffnungen von dem meist satteldachförmigen Gewölbrücken hinter die Widerlager oder nach einer der in § 24 angegebenen Methoden abgeleitet.

Das Schwellenbett der Eisenbahnbrücken wird über den Öffnungen auf jeder Seite von einer oben 0,6 m, unten etwa 0,9 m starken, mit Platten von 25 bis 35 cm Dicke abgedeckten Stirnmauer eingefafst. Die Brüstung, welche bei nicht sehr bedeutenden Höhen der Bauwerke bisweilen fortgelassen und dann durch Stirnmauern, s. T. VI, F. 1, 20 u. 27, oder Saumsteine, s. T. V, F. 27 bis 29, ersetzt wird, erhält bei Anwendung von Stein eine Dicke von 20 bis 30 cm, eine Höhe von 0,5 bis 1 m und wird, je nach den Anforderungen an das Aussehen der Brücke, massiv, s. T. VI, F. 4, 11, 15 u. 17, oder durchbrochen, s. T. VI, F. 2, 3, 19 hergestellt. Die steinernen Brüstungen bestehen aus Werkstücken, Backsteinen oder aus Backsteinen mit Pfosten und Deckplatten aus Haustein. Eiserne Geländer, s. F. 5 u. 8, erfordern am wenigsten Raum, gestatten also eine etwas geringere Brückenbreite.

Die Fahrbahn der Strafsenbrücken erhält entweder eine 15 bis 25 cm starke Beschotterung, wie die Strafse, oder eine Pflasterung, ferner erhöhte, meist 0,75 bis 1,25 m breite, von 15 bis 25 cm starken Bordsteinen eingefafste Bankette mit Belag von festen natürlichen oder soliden künstlichen (gebrannten oder Cement-) Platten oder mit Pflasterung. Die zwischen Fahr- und Fufsbahn gelegenen Gossen werden entweder nur gepflastert, aus Hausteinen hergestellt oder auch an die Bordsteine der Bankette angearbeitet und erhalten Gefälle von bezw. 1 bis 2 und 1 bis $^1/_2$ %. Gegossene Asphalt- oder Cement-Trottoirs auf Rollschichten aus Backsteinen oder auf Beton sind zwar meist eleganter und billiger, aber oft minder dauerhaft als die vorgenannten. Zum Abschlufs der etwa 10 bis 20 cm höher als die Gossen zu legenden Trottoirs nach aufsen dienen 25 bis 30 cm hohe Gesimsplatten, worauf ohne Ausnahme stabile steinerne oder eiserne Geländer von mindestens 1 m Höhe angebracht werden.

Die Gewölbe sind bei hinreichender Konstruktionshöhe meist kreisbogenförmig, s. T. VI, F. 1, 2, 3, 4, 5 bis 7, 19, mit einem Pfeilverhältnis von $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{10}$. Unter hohen

Überschüttungen, bei welchen der auf die Gewölbe ausgeübte lotrechte Druck sich gleichförmig verteilt, und deren Seitendruck in Betracht kommt, erhalten dieselben zweckmäſsig eine annähernd parabolische, der leichteren Ausführung halber häufig in einen Korbbogen mit vom Scheitel nach den Kämpfern hin zunehmenden Radien umgesetzte Form, s. T. V, F. 42 u. 43, während die Gewölbstärke, dem zunehmenden Erddruck entsprechend, von den Stirnen nach der Mitte des Durchlasses hin zunimmt. Über jene parabolischen Gewölbe, sowie über die Berechnung der Gewölbstärken ist § 10 u. ff. dieses Kapitels zu vergleichen. Bei Feststellung der Gewölbstärken der in Rede stehenden Bauwerke macht man indessen in der Regel von empirischen Formeln oder von Tabellen Gebrauch, wie solche auf S. 158 bei Besprechung der Durchlässe gegeben sind.

Je nach deren Zweck und den verfügbaren Mitteln stellt man die Gewölbe aus Hausteinen, Backsteinen oder Bruchsteinen her. Hierbei werden die Lagerfugen der Wölbsteine normal zur inneren Wölblinie angeordnet. Wölbsteine aus Haustein erhalten ein Verhältnis von $\frac{2}{3}$ bis $\frac{1}{4}$ ihrer Dicke zu ihrer Stärke und mittlere Abmessungen von 50 bis 60 cm Stärke und 60 bis 100 cm Länge. Die Stoſsfugen der einzelnen Wölbschichten müssen abwechseln. Backsteingewölbe werden in der Regel aus einzelnen durchgehenden Wölbschichten mit konvergierenden Lagerfugen und versetzten Stoſsfugen hergestellt. Hierbei werden die Backsteine sortiert, die dünnen zu den inneren, die dickeren zu den äuſseren Schichten verwandt. Bruchsteine gewöhnlicher Sorte finden bei kleinen Objekten, lagerhafte Bruchsteine auch bei gröſseren Objekten Anwendung, wobei man die Anfänger- und Schluſssteine, bei gröſseren Weiten auch noch einzelne Wölbschichten aus Hausteinen herstellt. Sämtliche Gewölbe, vorzugsweise die Backstein- und Bruchsteingewölbe, erfordern einen vorzüglichen Mörtel und besondere Schutzmittel gegen dessen Erweichung und Auflösung durch Sickerwasser. Wegen sonstiger Einzelheiten der Gewölbekonstruktion vergleiche man § 23 dieses Kapitels.

Die Laibungen der Widerlager sind entweder senkrecht, s. T. VI, F. 1, 2, 15, 19, 22 bis 26, um $\frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{10}$ geneigt oder konkav gekrümmt. Die auf den Widerlagern ruhende Hintermauerung des Gewölbes erhält meist eine Neigung von $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{3}$ und schlieſst sich tangential an die äuſsere Wölblinie an.

Die Widerlager werden teils massiv, teils gegliedert konstruiert. Die massiven Widerlager erhalten gemeinhin einen rechteckigen, s. T. VI, F. 2 u. 19, einen aus Rechtecken zusammengesetzten, s. T. VI, F. 1 u. 16, oder trapezförmigen Querschnitt, s. T. VI, F. 22 u. 25, indem man die Rückseite bezw. entweder senkrecht anordnet, mit Absätzen oder mit Anlauf versieht.

Die mit Strebepfeilern ausgerüsteten, besonders in England gebräuchlichen gegliederten Widerlager erfordern weniger Material, aber relativ höheren Arbeitslohn als die massiven. Am billigsten sind die als Fortsetzungen der Gewölbe behandelten Widerlager, s. T. VI, F. 5, 8 u. 11, welche teils ohne, teils mit Laibungsmauern ausgeführt werden. Im letzteren Falle dient die Laibungsmauer nur als Futtermauer und bedarf einer festen Verbindung mit dem Bogen nicht, im ersteren Falle wird der Fuſs des Bogens entweder nur als eine zur Mittellinie oder Stützlinie des Gewölbes senkrechte, stark verbreiterte Fundamentplatte oder als ein im Erdkörper verstecktes Widerlager behandelt, gegen oder in welches sich der Bogen stemmt und welches entweder gemauert oder ganz oder teilweise aus Beton hergestellt sein kann.

Die Stärke massiver Widerlager mit rechteckigem und trapezförmigem Querschnitt kann empirisch nach Formel 94 u. 95 und auf dem Wege der Rechnung nach § 15 dieses Kapitels bestimmt werden, der Anlauf des trapezförmigen Querschnitts kann ohne Ver-

minderung der Stabilität des Widerlagers in treppenförmige Absätze verwandelt werden. Auch für die Abmessungen der gegliederten Widerlager, bei welchen die Strebepfeiler etwa 0,6 bis 0,9 m Dicke und 1,25 bis 1,75 m lichten Abstand erhalten, können Formeln entwickelt werden und es läfst sich aus diesen bei gegebener Stärke der Laibungsmauer, welche durchschnittlich 60 cm beträgt, der Vorsprung der Strebepfeiler ermitteln. Bei einem Vergleich mit im Querschnitt rechteckigen Widerlagern zeigt sich, dafs die gegliederten Widerlager um so vorteilhafter anzuwenden, je höher dieselben sind. Die Abmessungen der Bogen mit gewölbten Widerlagern folgen aus den für die Gewölbe mafsgebenden Formeln, während ihr Fufs eine, der Widerstandfähigkeit des Baugrundes entsprechende Ausdehnung erhalten mufs.

Die Zwischenpfeiler. Die bei kleinen Bachbrücken selten und bei Durchfahrts- und Durchgangsbrücken in geringer Zahl vorkommenden Zwischenpfeiler, welche nur dem gleichzeitigen Seitendrucke der auf ihnen ruhenden Gewölbe, also höchstens der gröfsten, bei voller Belastung des einen und völliger Entlastung des anderen entstehenden Differenz derselben zu widerstehen haben, werden meist massiv mit rechteckigem Querschnitt, s. T. VI, F. 3, 4 u. 19, und dann teils aus Quadern, teils aus Backsteinen, teils aus Backsteinen mit Kämpfern, Sockelkanten, oft auch Pfeilerkanten in Quadern, in allen diesen Fällen jedoch mit horizontalen Lagerfugen hergestellt. Bei Pfeilerhöhen von 3,5 bis 5 m und zugehörigen Stärken von 0,75 bis 1 m ordnet man bei Anwendung von Quadern in den einzelnen Schichten am zweckmäfsigsten Binder und Läufer gleichzeitig, bei Anwendung von Backsteinen einen sorgfältigen, mit besonders gutem Mörtel hergestellten Verband an. Beim Bau der Hannoverschen Eisenbahnen wurde für die Gewölbestärke d die Dicke der einem zweiseitigen Gewölbeschube widerstehenden Zwischenpfeiler von der gewöhnlichen Höhe $z = 0{,}3 + 2\,d$ in m angenommen und es beträgt bei ausgeführten Bauwerken deren obere Stärke 0,15 bis 0,2 der Spannweite.

Die Flügel kommen bekanntlich teils als Parallelflügel mit vorgelegten Böschungskegeln, s. T. V, F. 38 bis 41, teils als Winkelflügel, s. T. V, F. 30 bis 35, vor. Parallelflügel werden auf der Rückseite, wo sie den Druck der bis zum Planum hinterfüllten Erde und auf der Vorderseite, wo sie den Druck der Böschungskegel aufzunehmen haben, bezw. entweder hinten senkrecht und vorn mit $\frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{10}$ Anlauf, s. T. VI, F. 13 bis 28, oder hinten mit Absätzen und vorn senkrecht, s. T. VI, F. 1 bis 12, angelegt. Im ersten Falle erhält die Gewölbstirn entweder den gleichen Anlauf wie die Flügel, wodurch die Herstellung des Stirnbogens etwas erschwert wird, oder eine senkrechte Flucht und wird dann gegen die Flügel etwas zurückgesetzt. Im zweiten Fall erhalten die senkrechten Stirn- und Flügelmauern entweder gleiche Flucht und werden gar nicht oder nur durch pilasterartige Vorsprünge von einander getrennt oder die Stirnmauern werden etwas gegen die Flügelmauern zurückgesetzt. Wegüberführungen erhalten nicht selten senkrechte oder geneigte, im Grundrifs etwas geschweifte Flügel, s. T. VI, F. 9 u. 12. In allen Fällen werden die Parallelflügel aus Quadern, Back- oder Bruchsteinen mit einer wagrechten oder, bei steigender Brückenbahn, mit einer geneigten Abdeckung versehen, welche aus Deckplatten, bei Backsteinflügeln bisweilen, jedoch nicht so vorteilhaft, aus hochkantig gestellten Backsteinen, sogenannten Rollschichten oder Rollkämmen, besteht. — Das hinter diesen Deckplatten oder Rollkämmen vorspringende Mauerwerk wird oben mit $\frac{1}{2}$ bis $\frac{1}{5}$ Neigung abgeschrägt und gegen eindringendes Wasser mit einer Schutzdecke wie die Gewölbbrücken versehen. An den Enden der Flügel, wo sich der innere und äufsere Erddruck zwar nahezu aufheben, werden die Flügel gleichwohl, der notwendigen Unterstützung der Gesimse, Brüstungen und Trottoirs halber, nicht schwächer als

0,75 bis 1 m angelegt. Schliefslich ist die Verbindung der Widerlager und Flügel gegen Abreifsen der letzteren durch Erdbewegungen im Dammkörper entweder durch Verstärkung der Anschlufsstelle, s. T. VI, F. 18 u. 21, oder durch Anwendung besonders lagerhafter Steine und des besten Mörtels oder durch beide Mittel zugleich zu bewirken.

Über die Neigungen, welche die Grundrifslinien der Winkelflügel gegen die Achsen der Verkehrswege erhalten, ist § 18 des ersten Kapitels, über ihre Konstruktion § 26 dieses Kapitels zu vergleichen. Hier sei ergänzend bemerkt, dafs es nicht unzweckmäfsig ist, wenn — wie beispielsweise bei der Deutz-Giefsener Bahn durchweg geschehen und in F. 18, T. VI (links) dargestellt, — in Fundamenthöhe die hinteren Begrenzungen der Flügel normal zu der bezeichneten Achse gerichtet werden, ferner, dafs Flügel, welche im Grundrifs konkav gestaltet sind, s. F. 1, T. VI, nennenswerte Vorteile vor geraden Flügeln nicht besitzen und dazu mehr kosten, als diese, wohingegen eine geschweifte Grundform der Flügel unter Umständen und namentlich bei städtisch bebauter Umgebung zweckmäfsig sein kann.

Die Fundamente von Wegebrücken werden im Trocknen aus gewöhnlichem Mauerwerk, in feuchtem Erdreich aus Beton hergestellt und erfordern gewöhnlich keine Schutzmittel gegen Unterspülung, während die Fundamente von Bachbrücken häufig aus Beton bestehen und nach Mafsgabe der Strömung und der mehr oder minder raschen und hohen Anschwellung des Baches gegen Unterspülung durch Spundwände zu schützen sind. Gemauerte Fundamente erhalten bei festem Baugrunde nach Mafsgabe der auf ihnen ruhenden Last Absätze von 0,6 bis 0,75 m Dicke und 10 bis 20 cm Vorsprung. Betonfundamente erfordern je nach der Last und Gleichmäfsigkeit des Baugrundes Stärken von 0,75 bis 1 m und Vorsprünge von 15 bis 20 cm. Im trockenen Terrain genügen oft die natürlichen Böschungen zur Aufnahme des Betons, im feuchten Erdreich oder in Wasser bedürfen die Betonfundamente eingerammter Spundwände, welche nach Ausführung des Mauerwerks unter dem niedrigsten Wasserstand abgeschnitten und beibehalten werden. Senkbrunnen pflegen rechteckig gestaltet, mit äufserem Anlaufe versehen und auf hölzernen Brunnenkränzen gesenkt zu werden. Dieselben sind in einer der Ausdehnung des Bauwerks entsprechenden Zahl anzuwenden (bei kleinen Bauwerken, s. T. V, F. 38, 39 u. 41, genügen für jedes Widerlager samt Flügeln drei Stück), sie werden durch Gurtbogen zu einem zusammenhängenden Fundamente verbunden und so zur Unterstützung des aufgehenden Mauerwerkes befähigt. Bei Bachbrücken werden die Sohlen zur Vermeidung einer Unterspülung der Fundamente zweckmäfsig gepflastert, s. T. V, F. 36, 37, 42, 43, T. VI, F. 16, 19 u. a. und aus demselben Grunde oft selbst die an die Stirnen anstofsenden Teile des Bachbettes mit Steinen bekleidet, s. F. 39 u. 40.

Litteratur,

Durchlässe, Bachbrücken, Durchfahrten und Wegebrücken betreffend.

Durchlässe für Vicinalwege. Nouv. ann. de la constr. 1868.

Kleine Durchlässe der Peine-Ilseder Zweigbahn. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1868, S. 339.

von Kaven. Konstruktion der Wegebrücken, Brückthore und Rampen-Kanäle. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1869, S. 293.

Neumann und Wilke. Normal-Durchlässe für Strafsen und Eisenbahnen. Leipzig 1869.

Cementdurchlässe unter Überfahrten. Deutsche Bauz. 1871, S. 284.

Schmitt, Ed. Der Erdkunstbau. Leipzig 1871. I. Teil. Futtermauern und Durchlässe.

Bachbrücken unter bedeutenden Dammschüttungen (Mährisch-schlesische Centralbahn). Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1872, S. 97.

Bachbrücke im Bukowina-Thal. Zeitschr.- d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1872, S. 325.

Häseler. Wegeüberführung mit Durchlafs (Bahn Wittenberge-Geestemünde). Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1873, S. 188.

Bachbrücke in der Schlucht bei Oberlesece (Karstbahn). Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1873, S. 305.

Bachbrücke der schweizerischen Nationalbahn. Die Eisenbahn. 1875. Bd. III, S. 163.

von Kaven und Osthoff. Wegebrücken und Brückthore. Handbuch f. spec. Eisenbahn-Technik (4. Aufl. Leipzig 1877). XI. Kap.

Levy. Die Wegunterführung und das Absturzgerüst bei Bliesebersingen. Zeitschr. f. Baukunde. 1878, S. 389.

Bauer. Praktische Erörterungen zu den „Regeln für den Bau der Durchlässe". Zeitschr. f. Baukunde. 1879, S. 53.

Anwendung der Parabelform für Gewölbe von Durchlässen. Zeitschr. f. Baukunde. 1879, S. 54.

Durchlässe aus Thonröhren. Riga'sche Industriezeitung. 1880, S. 31; auch Thonindustrie-Zeitung. 1879, S. 400.

Einfache Typen steinerner, hölzerner und eiserner Eisenbahnbrücken kleiner Spannweiten für Lokalbahnen. Nouv. ann. de la constr. 1880, S. 24.

Lehmann. Brücke und Wegeunterführung im Zuge der Staatsbahn Berlin-Metz. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 455.

Brücken à culées perdues. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1881, S. 299.

Steinbrücken mit verlorenen Widerlagern. Scientif. Americ. Suppl. 1882. Sept. S. 5583.

Unterführung der Königstrafse in Hannover. Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 145.

Ludwig, R. Das Entwerfen einfacher Bauobjekte im Gebiete des Eisenbahn-Ingenieurwesens. Weimar 1884. I. Band. Wegbrücken (Wegüberführungen) in Stein, Eisen und Holz.

Klette. Unterführung des Lerchen-Mühlgrabens der Tiefbauschachtbahn in Zwickau. (Gekrümmte Querachse.) Jahrb. d. sächs. Ing.- u. Arch.-Ver. I. Jahrg. S. 267.

C. Gerade Strom- und Thalbrücken.

§ 19. Gröfse, Zahl und Form der Öffnungen. — In den §§ 10 und 11 des vorhergehenden Kapitels sind die Untersuchungen über die Lage der Brückenachsen und der Brückenbahnen gröfserer Brücken zum Abschlufs gebracht und diejenigen über die Gröfse und Zahl der Öffnungen soweit geführt, als ohne Eingehen auf die durch bestimmte Materialien bedingten Anordnungen geschehen konnte. Jetzt ist zu erörtern, welche Erwägungen über die Gröfse und Zahl der Öffnungen speciell bei steinernen Brücken anzustellen sind, wobei auch einige vorläufige Bemerkungen über die Form der Gewölbe gemacht werden müssen.

Im Anschlufs an S. 40 des ersten Kapitels ist zunächst zu bemerken, dafs diese Untersuchungen sich verschieden gestalten, je nachdem Konstruktionshöhen und Pfeilhöhen beschränkt oder unbeschränkt sind. Bei Strombrücken, namentlich wenn dieselben zugleich Strafsenbrücken sind, mufs die Brückenbahn sehr oft möglichst tief gelegt werden und man hat es alsdann mit beschränkten Höhen zu thun. Bei Thalbrücken, welche in neuerer Zeit zugleich Eisenbahnbrücken zu sein pflegen, sind dagegen die bezeichneten Beschränkungen nicht vorhanden. Ein Gleiches tritt aber auch bei denjenigen Strombrücken ein, bei welchen die Gestaltung der Umgebung eine vergleichsweise hohe Lage der Brückenbahn erfordert, vergl. u. a. F. 34 u. 35, T. VIII, nicht minder auch bei manchen an eiserne Hauptbrücken sich anschliefsenden, überwölbten Flutbrücken, kurz in allen Fällen, in welchen man es mit einer Hochbrücke zu thun hat. Was im Nachstehenden über die Thalbrücken gesagt werden wird, gilt der Hauptsache nach auch für die soeben bezeichneten verwandten Fälle.

Strombrücken und Thalbrücken haben gemeinsam, dafs der Hauptkörper der Brücke mitunter von Nebenöffnungen begleitet wird, welche zur Unterführung von Verkehrswegen oder von künstlichen Wasserläufen dienen; über die Gröfse der betreffenden Öffnungen ist § 11, 1. u. 3. des ersten Kapitels zu vergleichen. Ferner ist hier auf § 13 desselben hinzuweisen, woselbst die Breiten der Brückenbahnen und die aus ihnen sich ergebenden Breiten steinerner Brücken, von Stirn zu Stirn gemessen, besprochen sind. Die Bestimmung dieser Mafse mufs den speciellen Untersuchungen über die Gröfse der Öffnungen in der Regel vorangehen.

Strombrücken. Als bekannt sind vorauszusetzen: die Gröfse des erforderlichen Durchflufsprofils, die Lage der mafsgebenden Wasserstände, das vom Wasserverkehr beanspruchte Profil des lichten Raumes, selbstverständlich auch die Querprofile des Terrains und des Flufsbettes u. s. w. Auch die Lage der Brückenbahn mufs ermittelt oder mindestens innerhalb gewisser Grenzen eingeschlossen sein. Dann ist zunächst die Frage zu beantworten, ob nur Hauptöffnungen oder ob neben denselben auch Flutöffnungen anzuordnen sind, vergl. S. 49. In den meisten Fällen, namentlich bei Bauwerken von mittlerer Gröfse und bei horizontaler Lage der Brückenbahn wird man das

Erstere als das nächst Liegende ins Auge fassen, während das Letztere in der Regel am Platze ist, wenn es sich um die Überbrückung von Strömen ersten Ranges und um Bauwerke handelt, welche einen Teil der Brückenrampen in sich aufnehmen; man vergleiche hierzu die Albert-Brücke in Dresden, F. 1, T. XXVII und die Elbbrücke bei Pirna, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, Bl. 733 u. ff. Wenn dann über die Lage der Endpfeiler, und eventuell über die Grenze zwischen den Hauptöffnungen und den Flutöffnungen Annahmen gemacht sind, so empfiehlt es sich, behufs Ermittelung derjenigen Einteilung, welche ökonomisch am vorteilhaftesten ist, mit Umgehung der weiter unten zu erwähnenden theoretischen Untersuchungen, sofort Skizzen unter Zugrundelegung verschiedener Öffnungsweiten und einer gröfseren oder kleineren Zahl von Mittelpfeilern anzufertigen und die betreffenden Kostenermittelungen in überschläglicher Weise vorzunehmen. Die Menge der auf diese Weise zu bearbeitenden Vorprojekte pflegt nicht grofs zu sein, zumal man es als Regel ansehen kann, dafs bei steinernen Brücken eine gerade Zahl von Öffnungen nur ausnahmsweise am Platze ist, auch pflegen gewöhnlich aus den Anforderungen des Wasserverkehrs Anhaltspunkte für die Öffnungsweiten sich zu ergeben. Bei Anfertigung jener Skizzen wird man in der Regel mit dem Segmentbogen oder mit dem gedrückten Korbbogen arbeiten und zunächst den Scheitel der innern Laibungen unter Annahme des geringsten noch zulässigen Mafses für die Stärken der Brückenbahn und der Gewölbeabdeckung, sowie unter vorläufiger Annahme eines Mafses für die Schlufssteinstärke annähernd festlegen. Als empfehlenswerte Pfeilverhältnisse der Segmentbögen gelten $^1/_{12}$ bei kleinen Spannweiten von etwa 10 m und $^1/_6$ bei bedeutenden Spannweiten von 30 bis 40 m nebst entsprechenden Zwischenstufen. Die Kämpfer dürfen beim Korbbogen unbedenklich und beim Segmentbogen mit nicht zu kleinem Pfeilverhältnis zur Not in das Hochwasser eintauchen. Es geht indessen wohl zu weit, wenn Becker angiebt, dafs der Korbbogen um $^3/_4$ und der nicht stark gedrückte Segmentbogen um die Hälfte seiner Pfeilhöhe eintauchen dürfe. Entsprechende Ausführungen sind vorhanden, aber nicht mafsgebend. Sie stammen aus einer Zeit, in welcher man die Schädigung der Landwirtschaft, welche starke Hochwasser-Einschnürungen mit sich bringen, nicht gebührend würdigte.

Wenn man nun auf dem angegebenen Wege unter vorläufiger Annahme einer gleichmäfsigen Einteilung der Gesamtöffnung diejenige Anzahl der Öffnungen ermittelt hat, welche die geringsten Baukosten ergiebt, so ist für Strafsenbrücken noch die Frage aufzuwerfen, ob es sich empfiehlt, den Gewölben eine etwas ungleiche, von beiden Seiten nach der Mitte hin zunehmende Weite zu geben. Dies ist namentlich dann am Platze, wenn durch Anordnung einer von beiden Seiten ansteigenden Brückenbahn Vorteile zu erreichen sind. Dem Längenprofile derartiger Brückenbahnen legt man am besten einen sanft gekrümmten Parabelbogen zu Grunde, dessen von Pfeilermitte zu Pfeilermitte reichende Sehnen die Brücken-Gradienten abgeben. Den Gewölben giebt man alsdann nicht allein ungleiche Weiten, sondern auch ungleiche Pfeilhöhen. Diese Anordnung ist empfehlenswert, man vergleiche die Alma-Brücke in Paris (F. 13, T. VII) mit der Neckar-Brücke in Cannstadt (F. 1 u. 2 derselben Tafel). Verwandte Anordnungen sind im § 2 des VI. Kapitels besprochen.

Übrigens sollten namentlich bei Steinbrücken die in Rede stehenden Fragen nicht nach dem Kostenpunkte allein entschieden werden; Rücksichten auf die äufsere Erscheinung des Bauwerks haben gerade bei ihnen grofse Berechtigung. In dieser Beziehung ist bei der Projektierung sowohl von Strombrücken wie von Thalbrücken das soeben bezeichnete Kapitel zu Rate zu ziehen.

Thalbrücken. Bei Inangriffnahme der Untersuchungen über die Öffnungsweiten der Thalbrücken müssen das Terrainprofil, die Grenzen zwischen der Brücke und den benachbarten Dämmen, die Höhenlage und Breite der Brückenbahn u. s. w. bekannt sein. Alsdann ist zunächst und zwar nach Maſsgabe der auf S. 51 angestellten Erwägungen die Frage zu beantworten, ob eine Mittelöffnung von groſser Weite am Platze ist. Neben einer derartigen Mittelöffnung, in den meisten Fällen aber durchweg, ist eine gleichmäſsige Einteilung der Öffnungen in Aussicht zu nehmen, zugleich aber Entscheidung über die Bogenform zu treffen. Diese Aufgabe ist von vornherein eine unbestimmte und läſst eine groſse Anzahl von Lösungen zu, sie wird aber sofort eine bestimmte, wenn man den Grundsatz des Baukosten-Minimums zur Anwendung bringt. Über die diesen Gegenstand behandelnden Untersuchungen ist Folgendes zu bemerken:

Auf breitester Grundlage ruht eine Abhandlung von Böhm (Civilingenieur 1868, S. 217, „Massive Brücken, deren Baukosten ein Minimum werden"), indem derselbe nicht nur die Öffnungsweiten, sondern auch die Pfeilhöhen der Gewölbe als unbekannt betrachtet. Er beantwortet die beiden Fragen: „Welche Pfeilhöhe muſs bei gegebener Lichtweite eine einbogige Brücke bekommen, damit ihre Baukosten ein Minimum werden?" und „Wie groſs ist die Anzahl der Öffnungen und welches ist die Pfeilhöhe, die man einer steinernen Brücke geben muſs, damit ihre Baukosten ein Minimum werden?" Auf die Einzelheiten dieser Untersuchung kann hier nicht eingegangen werden, dieselbe hat namentlich deshalb Interesse, weil der Verfasser die ökonomischen Vorteile des überhöhten Korbbogens, zugleich aber die Grenzen für seine Anwendung rechnungsmäſsig nachgewiesen hat.

In Wirklichkeit stellt sich aber die Frage bei Brücken mit mehreren Öffnungen selten so wie angegeben, man entscheidet sich vielmehr in der Regel von vornherein für eine Bogenform oder stellt doch deren einige auf die engere Wahl. Als für Thalbrücken geeignet sind namentlich der Segmentbogen mit groſser Pfeilhöhe, der Halbkreisbogen und der überhöhte Korbbogen ins Auge zu fassen, von seltener vorkommenden Bogenformen und von den Vorteilen und Nachteilen der genannten wird weiter unten (s. § 23 dieses und § 24 des VI. Kapitels) die Rede sein.

Wenn man nun den Halbkreis gewählt hat, so ist für Brücken von 8 m Breite ein Anhaltspunkt bezüglich der ökonomisch vorteilhaftesten Spannweite l aus der von G. Meyer aufgestellten Formel

$$l = \sqrt{\frac{K}{1,25\,k}}$$

zu gewinnen, worin K die Kosten eines massiven Pfeilers und k die Kosten von 1 cbm Mauerwerk bezeichnen. Die Originalmitteilung (Deutsche Bauz. 1874, S. 374) enthält auch eine Formel für Segmentbögen mit $\frac{1}{7}$ Pfeilverhältnis, welche jedoch in den in Rede stehenden Fällen selten verwendbar sein wird, ferner eine Formel für die vorteilhaftesten Öffnungsweiten eiserner Brücken und Untersuchungen über die Weiten, bei welchen letztere vorteilhafter sind, als massive.

Ausführlicher ist der fragliche Gegenstand von L. Hoffmann bearbeitet und es sollen die Hauptresultate der betreffenden Abhandlung (Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1881, S. 559) hier angegeben werden.

Bezeichnet man mit P die in cbm steigenden (aufgehenden) Mauerwerks reduzierten Kosten eines Pfeilers, einschlieſslich seines Fundamentes und seiner Ansichtsflächen, und mit γ den auf steigendes Mauerwerk reduzierten Preis des cbm Gewölbemauerwerk, so ergiebt sich die vorteilhafteste Weite l der einzelnen Öffnungen bei 0,9 m starken

Stirn- und 0,5 m starken Zungenmauern z. B. bei Segmentbogengewölben mit $\frac{1}{5}$ Pfeilverhältnis, für eingleisige Brücken von 4 m Breite

$$l = \sqrt{\frac{P}{0,165 + 0,104\,\gamma}}$$

und für zweigleisige Brücken von 8 m Breite

$$l = \sqrt{\frac{P}{0,245 + 0,208\,\gamma}}.$$

Führt man ähnliche Berechnungen auch für Segmentbogengewölbe mit $\frac{1}{4}$ und $\frac{1}{3}$ Pfeilverhältnis, für Halbkreisbogen und für überhöhte Korbbogen mit $\frac{3}{4}$ Pfeilverhältnis durch, indem man γ nach einander 1,5 und 2 setzt, so ergeben sich für Werte P von 25 bis 1500 bei ein- und zweigleisigen Brücken nachstehende Tabellen der vorteilhaftesten Spannweiten.

Tabelle der vorteilhaftesten Lichtweiten bei gewölbten eingleisigen Brücken von 4 m Breite.

Reduzierte Kosten eines Pfeilers inkl. Ansichtsfläche und Fundament in cbm steigenden Mauerwerks. P	Reduzierter Preis eines cbm Gewölbmauerwerk in cbm steigenden Mauerwerks. $\gamma = 1,5$ Pfeilverhältnis des					$\gamma = 2.$ Pfeilverhältnis des				
	Segmentbogens 0,20	Segmentbogens 0,25	Segmentbogens 0,33	Halbkreisbogens 0,50	überhöhten Korbbogens 0,75	Segmentbogens 0,20	Segmentbogens 0,25	Segmentbogens 0,33	Halbkreisbogens 0,50	überhöhten Korbbogens 0,75
	Lichtweiten in m.					Lichtweiten in m.				
	$l = 1,765\sqrt{P}$	$l = 1,650\sqrt{P}$	$l = 1,479\sqrt{P}$	$l = 1,762\sqrt{P}$	$l = 1,270\sqrt{P}$	$l = 1,637\sqrt{P}$	$l = 1,540\sqrt{P}$	$l = 1,386\sqrt{P}$	$l = 1,657\sqrt{P}$	$l = 1,198\sqrt{P}$
25	8,8	8,3	7,4	8,8	6,4	8,2	7,7	6,9	8,3	6,0
50	12,5	11,7	10,5	12,5	9,0	11,6	10,9	9,8	21,7	8,5
75	15,3	14,3	12,8	15,3	11,0	14,2	13,3	12,0	14,4	10,4
100	17,7	16,5	14,8	17,6	12,7	16,4	15,4	13,9	16,6	12,0
150	21,6	20,2	18,1	21,6	15,6	20,0	18,9	17,0	20,3	14,6
200	24,9	23,3	20,9	24,9	18,0	23,2	21,8	19,6	23,4	16,9
250	27,9	26,1	23,4	27,9	20,1	25,9	24,4	21,9	26,2	18,9
300	30,6	28,6	25,6	30,5	22,0	28,4	26,7	24,0	28,7	20,7
400	35,3	33,0	29,6	35,2	25,4	32,7	30,8	27,7	33,1	23,9
500	39,5	36,8	33,1	39,4	28,4	36,6	34,4	31,0	37,1	26,7
600	43,2	40,4	36,2	43,2	31,1	40,1	37,7	34,0	40,6	29,3
700	46,7	43,7	39,1	46,6	33,6	43,3	40,7	36,7	43,8	31,6
800	49,9	46,7	41,8	49,8	35,9	46,3	43,6	39,2	46,9	33,8
900	53,0	49,5	44,4	52,9	38,1	49,1	46,2	41,6	49,7	35,9
1000	55,8	52,2	46,8	55,7	40,2	51,8	48,7	43,8	52,4	37,8
1250	62,4	58,3	52,3	62,3	44,9	57,9	54,4	49,0	58,6	42,3
1500	68,4	63,9	57,3	68,2	49,2	63,4	59,6	53,7	64,2	46,3

Nimmt man, um die Anwendung vorstehender Tabellen zu zeigen, z. B. an, daſs ein Pfeiler, einschlieſslich seiner Fundierung und der Bearbeitung seiner Ansichtsflächen, ebensoviel wie 100 cbm steigenden Mauerwerks kostet, so ist unter den angeführten Umständen, wenn der cbm Gewölbmauerwerk den gleichen Preis wie 1,5 cbm steigendes Mauerwerk hat, die vorteilhafteste Öffnungsweite bei eingleisigen Brücken mit $\frac{1}{5}$ Pfeilverhältnis 17,7 m.

Tabelle der vorteilhaftesten Lichtweiten bei gewölbten zweigleisigen Brücken von 8 m Breite.

Reduzierte Kosten eines Pfeilers inkl. Ansichtsfläche und Fundament in cbm steigenden Mauerwerks. P	Reduzierter Preis eines cbm Gewölbmauerwerk in cbm steigenden Mauerwerks. $\gamma = 1,5$ Pfeilverhältnis des					$\gamma = 2.$ Pfeilverhältnis des				
	Segmentbogens 0,20	Segmentbogens 0,25	Segmentbogens 0,33	Halbkreisbogens 0,50	überhöhten Korbbogens 0,75	Segmentbogens 0,20	Segmentbogens 0,25	Segmentbogens 0,33	Halbkreisbogens 0,50	überhöhten Korbbogens 0,75
	Lichtweiten in m.					Lichtweiten in m.				
	$l = 1,340\sqrt{P}$	$l = 1,260\sqrt{P}$	$l = 1,134\sqrt{P}$	$l = 1,356\sqrt{P}$	$l = 0,979\sqrt{P}$	$l = 1,230\sqrt{P}$	$l = 1,165\sqrt{P}$	$l = 1,052\sqrt{P}$	$l = 1,262\sqrt{P}$	$l = 0,912\sqrt{P}$
25	6,7	6,3	5,7	6,8	4,9	6,2	5,8	5,3	6,3	4,6
50	9,5	8,0	8,0	9,6	6,9	8,7	8,2	7,4	8,9	6,4
75	11,6	10,9	9,8	11,7	8,5	10,7	10,1	9,1	10,9	7,9
100	13,4	12,6	11,3	13,6	9,8	12,3	11,7	10,5	12,6	9,1
150	16,4	15,4	13,9	16,6	12,0	15,1	14,3	12,9	15,5	11,2
200	19,0	17,8	16,0	19,2	13,8	17,4	16,5	14,9	17,8	12,9
250	21,2	19,9	17,9	21,4	15,5	19,4	18,4	16,6	20,0	14,4
300	23,2	21,8	19,6	23,5	17,0	21,3	20,2	18,2	21,9	15,8
400	26,8	25,2	22,7	27,1	19,6	24,6	23,3	21,0	25,2	18,2
500	30,0	28,2	25,4	30,3	21,9	27,5	26,1	23,5	28,2	20,4
600	32,8	30,9	27,8	33,2	24,0	30,1	28,5	25,8	30,9	22,3
700	35,5	33,3	30,0	35,9	25,9	32,5	30,8	27,8	33,4	24,1
800	37,9	35,6	32,1	38,4	27,7	34,8	33,0	29,8	35,7	25,8
900	40,2	37,8	34,0	40,7	29,9	36,9	35,0	31,6	37,9	27,4
1000	42,4	39,8	35,9	42,9	31,0	38,9	36,8	33,3	39,9	28,8
1250	47,4	44,5	40,1	47,9	34,6	43,5	41,2	37,2	44,6	32,2
1500	51,9	48,8	43,9	52,5	37,9	47,6	45,1	40,7	48,9	35,3

Wenn die vorteilhaftesten Öffnungsweiten unter Benutzung des Vorstehenden ermittelt sind, so können die gewonnenen Resultate nicht ohne weiteres der Ausführung zu Grunde gelegt werden. Bei den besprochenen Rechnungen müssen eine Reihe von Annahmen gemacht werden, welche allgemeinere Giltigkeit nicht haben, ferner ist die aus ihnen gewonnene Zahl der Öffnungen mit einem Bruch behaftet u. dergl. mehr. Man kann deshalb auch im vorliegenden Falle nicht umhin, aufser der durch Rechnung gefundenen Anordnung noch einige verwandte zu skizzieren und die betreffenden Kosten überschläglich zu ermitteln; erst hierdurch gewinnt man eine unanfechtbare Grundlage für das specielle Projekt. Bei den betreffenden Vorprojekten ist wiederum der Scheitel der inneren Laibung der Gewölbe zuerst festzulegen, sein Abstand von den Brückengradienten fällt aber nicht selten gröfser aus, als bei Strombrücken und zwar namentlich dann, wenn man sich dafür entscheidet, die Gewölbe nach dem Scheitel hin zu entwässern.

Eine etwaige Neigung der Brückenbahn in der Längsrichtung ändert an den besprochenen Untersuchungen nichts wesentliches, weil es keine Schwierigkeiten hat, mittels angemessener Höhenlage der Kämpfer einen gleichmäfsigen Abstand zwischen dem Gewölbescheitel und der Brückenbahn einzuhalten.

Die Brückengewölbe werden sowohl bei Strom- wie bei Thalbrücken in ihrer überwiegenden Mehrzahl als cylindrische Tonnengewölbe mit vertikaler Symmetrie-Ebene angeordnet und bei der in den folgenden Paragraphen stattfindenden speciellen Be-

sprechung wird nur von solchen Gewölben die Rede sein. Jene Regel hat aber doch ihre Ausnahmen, welche nicht unerwähnt bleiben dürfen.

Zunächst ist darauf aufmerksam zu machen, dafs auch unsymmetrische Gewölbe ab und an vorkommen und dafs dieselben zulässig sind, wenn auf die äufsere Gestaltung besonderer Wert nicht gelegt zu werden braucht. Einen hierher gehörigen Fall zeigt F. 14, T. IX, ein anderer kommt vor, wenn man die Brücke in Hilfsgewölben (s. S. 102) endigen läfst. Alsdann kann die Stützlinie der Endpfeiler unter der Einwirkung des Erddrucks soweit abgelenkt werden, dafs die Bogenform in Mitleidenschaft gezogen wird und dieselbe erhält die Form eines Hufeisens, dessen einer Schenkel stärker gekrümmt ist, als der andere.[36]) Auch Gewölbe von einbogigen Wegüberführungen können, wie an dieser Stelle bemerkt werden mag, unsymmetrische Gewölbe erhalten, wenn über denselben eine stark ansteigende Brückenbahn liegt. In allen diesen Fällen ergeben sich die Bogenformen aus den im § 12 dieses Kapitels angestellten Untersuchungen.

Brücken, deren Gewölbe der Quere nach aus verschieden gestalteten Tonnengewölben zusammengesetzt sind, und solche, bei welchen man aufser Tonnengewölben auch Kappen u. dergl. angewendet hat, kommen aus naheliegenden Gründen nur vereinzelt vor. Als ein Beispiel für den erstgenannten Fall ist ein Viadukt bei Edinburgh zu nennen, bei welchem die Segmentbogen-Gewölbe, welche die Fufswege tragen, höher angesetzt und mit kleineren Pfeilhöhen versehen sind, als diejenigen im Kern der Brücke; die in F. 12, T. XXIV dargestellte Kanalbrücke zeigt eine ähnliche Anordnung. — Für den zweiten der genannten Fälle giebt die Brücke zu den vier Jahreszeiten, welche die Landstrafse Toulon-Toulouse über die Eisenbahn nach Rodez führt, ein Beispiel. Um einem in der Nähe des rechtsseitigen Widerlagers stehenden Hause auszuweichen, zweigt auf dieser Brücke eine mit 20 m gekrümmte Strafsenachse von der Hauptachse derart ab, dafs der Tangentialpunkt in die Nähe des linksseitigen Widerlagers fällt. Hierdurch entstand eine zwischen das Brückengewölbe und die Verlängerung des rechtsseitigen Widerlagers eingespannte Kappe. — Kreuzgewölbe mit anschliefsenden kurzen Tonnengewölben hat die Hochbrücke über die Moine bei Clisson. Die Mittelpfeiler dieses Bauwerks bestehen oberhalb des Hochwassers aus zwei bis zur Kämpferhöhe getrennten Schäften; die oberhalb der Pfeiler befindlichen Rundbogengewölbe werden dementsprechend von einem nach der Längenrichtung des Bauwerks laufenden Gewölbe, und zwar von einem spitzbogigen, durchsetzt. Noch komplizierter sind die Gewölbe des Holborn-Viadukts in London angeordnet, s. Builder 1869, S. 326. — Als ein Bauwerk mit konischen Gewölben ist der Viadukt über die Roussa-Schlucht in der Strafse Nizza-Mentone zu erwähnen, dessen Achse mit 30 m Radius gekrümmt ist. Auf der im Grundrifs konkaven Seite ist ein Halbkreis von 8 m, auf der konvexen Seite dagegen ein Korbbogen von 10,5 m Weite gewählt.[37])

Schliefslich ist noch des vom Verfasser der Monographie „Eisen, Holz und Stein im Brückenbau“ (Leipzig 1878) gemachten Vorschlags zu gedenken, die Brückengewölbe in geeigneten Fällen in einzelne Bögen aufzulösen und zwischen dieselben Kappen zu spannen. Eine verwandte Anordnung ist bei einer schiefen Eisenbahnbrücke über den

[36]) Zeichnungen findet man u. a. in Lehwald. Die gröfseren Kunstbauten der Eisenbahnstrecke Nordhausen-Wetzlar. Zeitschr. f. Bauw. 1880.

[37]) Näheres über die oben genannten vier Bauwerke s. Morandière. Construction des ponts. Pl. 106. — Ann. des ponts et chaussées. 1878. Apr. S. 259. — Collection des dessins. École des ponts et chaussées. 3. Série. Pl. 1. — Nouv. ann. de la constr. 1874, S. 90.



Ornain bei Bar-le-Duc (s. Allg. Bauz. 1865) bereits ausgeführt, jedoch unter Verwendung von Steinplatten statt jener Kappen. Bei Eisenbahnbrücken von grofser Breite können immerhin Umstände eintreten, welche die bezeichnete Konstruktion vorteilhaft erscheinen lassen.

§ 20. Gerade Strombrücken. a. Brückenbahn. Die Brückenbahn gröfserer Strombrücken weicht von derjenigen der kleineren nicht wesentlich und nur bei städtischen Brücken mit grofser Frequenz in den Breitendimensionen der Fahrbahnen und Bankette von ihnen ab. Wegen der gröfseren Öffnungen erhalten die zur Entwässerung der Brückenbahn erforderlichen Abzüge gröfsere Abstände, die Gossen der Strafsenbrücken erhalten daher entweder geringere Gefälle und werden alsdann meist aus sauber bearbeiteten Hausteinen hergestellt oder sie erhalten Pflasterung von stärkerem Gefälle, wodurch sie gröfstenteils vergleichsweise tiefer unter die Bankette zu liegen kommen.

Die Gesimse, welche die Brückenbahn seitlich abzuschliefsen haben, werden bei Strombrücken fast stets aus Haustein und dann nach Stärke und Form auf die in § 22, 1 näher bezeichnete Weise angeordnet.

Die Brüstungen werden bei Eisenbahnbrücken meist schwächer oder durchbrochen, bei Strafsenbrücken, wo sie bisweilen mehr oder minder starken Verkehrsstöfsen ausgesetzt sind, vorteilhaft stärker und zur Abhaltung des Windes von den auf der Brückenbahn Verkehrenden massiv hergestellt. Über Material und Form der Brüstungen unter Hinweis auf die Details ausgeführter Brücken enthält § 21 unter 1 das Nähere.

b. Die Gewölbe. Die in den meisten Fällen langgestreckten Öffnungen der Strombrücken überwölbt man, wenn sie Pfeilverhältnisse unter $\frac{1}{6}$ erfordern, mit Segmentbogen (s. T. VII, F. 1 u. 2, 6 u. 7) bis zu $\frac{1}{15}$, besser nur bis zu $\frac{1}{10}$ Pfeilverhältnis, andernfalls mit Korbbogen (T. VII, F. 11, 12 u. a.), elliptischen Bogen (F. 32, 33) oder auch mit minder flachen Segmentbogen (F. 16 u. 17), seltener mit Halbkreisbogen (T. VIII, F. 34, 35). Eine Zusammenstellung der Strombrücken mit den gröfsten Spannweiten l, Stichbogen-, Halbkreis-, Korbbogen- und elliptischen Gewölben giebt die nachstehende Tabelle (S. 174), welche der Übersicht halber noch die Pfeilhöhen f, die Pfeilverhältnisse $\frac{f}{l}$, die Schlufssteinstärken d und die Verhältnisse $\frac{d}{l}$ der Schlufssteinstärke zur Spannweite enthält.

Bei Brücken, deren Kämpfer in das Hochwasser eintauchen, schrägt man zur Verminderung der Kontraktion nicht selten die Kanten der Gewölbe von dem Scheitel nach den Bogenanfängen hin zunehmend trichterförmig ab, indem man ihnen in den Stirnen segmentbogenförmige, in den Laibungen meist elliptische oder korbbogenförmige (T. VII, F. 12 u. 29) Wölblinien giebt und dadurch die sog. Kuhhörner herstellt; über den Steinschnitt derselben vergleiche man § 23, 2.

Die Stärke der Gewölbe läfst sich nach § 10 dieses Kapitels bestimmen. Die zur Vermeidung einer Verschiebung des Gewölbes bei einseitiger Belastung erforderliche Hinter- und Übermauerung erhält eine meist ebene, tangential an die äufsere Wölblinie anschliefsende Oberfläche, welche eine mit dem Pfeilverhältnisse des Gewölbes abnehmende Neigung von $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{5}$ besitzt.

Die zwischen der Brückenbahn und den Gewölben befindlichen Bogenzwickel grofser Strombrücken werden bei gröfseren Pfeilhöhen zur Ersparnis von Mauerwerk, Entlastung der Gewölbe und besserer Entwässerung der Brücken oft mit Zwischenkonstruktionen ausgefüllt, welche gewöhnlich parallel, bisweilen senkrecht zur Brückenachse angeordnet sind. Im ersteren Falle bestehen dieselben aus 25 bis 35 cm starken, etwa

Brücken mit grofsen Spannweiten.

Bezeichnung der Brücken.	l	f	$\frac{f}{l}$	d	$\frac{d}{l}$
a. Mit Stichbogen-Gewölben.					
1. Cabin-John-Brücke bei Washington	69,49	18,59	0,267	1,31	0,018
2. Grosvenor-Brücke über den Dee bei Chester	60,96	12,20	0,200	1,22	0,020
3. Brücke über den Doux bei Tournon	47,78	19,82	0,414	0,85	0,017
4. Brücke über den Taaf (England)	46,47	11,37	0,244	1,13	0,024
5. Nydeckbrücke über die Aar bei Bern	46,06	18,41	0,399	1,80	0,039
6. Brücke über die Röder bei Kleinwolmsdorf	45,32	15,10	0,333	1,70	0,037
7. Brücke über die Dora Riparia zu Turin	44,80	5,50	0,122	1,50	0,033
b. Mit Halbkreis-Gewölben.					
1. Ballochmyle-Brücke	55,17	27,58	1/2	1,37	0,024
2. Brücke über die Marne bei Nogent	50,00	25,00	1/2	1,80	0,036
3. Brücke bei Durham in der Durham-Junktion-Bahn	48,75	24,37	1/2	1,44	0,029
4. Brücke über den Tech bei Perpignan	45,00	22,50	1/2	1,62	0,036
5. Brücke über den Cheran zu Rumilly	38,98	19,49	1/2	1,62	0,041
6. Brücke von Têtes über die Durance	37,68	18,48	1/2	1,44	0,038
c. Mit Korbbogen- und elliptischen Gewölben.					
1. Brücke über den Hérault zu Gignac	48,72	13,31	0,273	2,11	0,043
2. Brücke über den Agout zwischen Castres und Toulouse	48,56	19,81	0,387	2,92	0,060
3. Brücke über den Severn zu Gloucester	45,75	16,50	0,360	1,37	0,029
4. Brücke über die Scrivia in der Turin-Genua-Bahn	40,00	13,33	0,333	1,80	0,045
5. Maidenheadbrücke in der Great-Western-Bahn	39,01	6,50	0,166	1,60	0,041
6. Brücke über die Seine bei Neuilly	38,98	9,75	0,250	1,62	0,041
7. Waterloobrücke über die Themse in London	36,60	10,70	0,292	1,46	0,039

0,5 bis 1 m im Lichten von einander entfernten Zungenmauern, welche entweder überwölbt oder mit Deckplatten abgedeckt sind, s. T. VII, F. 17 u. 20. Im letzteren Falle besteht die Zwischenkonstruktion entweder ebenfalls aus solchen mit Gewölben oder Deckplatten abgedeckten Zungenmauern oder aus gemauerten Röhren, welche die Stirnmauern über den Brückenpfeilern in Form von „Brückenaugen“, s. T. VIII, F. 34 und T. IX, F. 13, 14, durchsetzen. Nur bei geringeren Pfeilhöhen, wo die Bogenzwickel niedrig sind, werden dieselben ausgemauert, s. T. VII, F. 2, oder mit Schotter ausgefüllt.

Die auf den Gewölbstirnen ruhenden, zum Abschlufs der Gewölbzwickel nach aufsen und zur Unterstützung des Hauptgesimses samt Brüstung dienenden Stirnmauern werden bei Anwendung sowohl von Hausteinen als auch von Ziegeln meistens auf treppenartigen Absätzen, seltener auf gekrümmten Flächen aufgeführt, welche man an die Rücken der Gewölbsteine arbeitet, da im ersteren Falle rechte, im letzteren Falle — insbesondere bei flachen Bogen oder bei den flachen Teilen hoher Bogen — sehr spitze Winkel entstehen.

Die Fugen der Gewölbsteine werden in den allermeisten Fällen radial zur inneren Gewölblinie angeordnet, die Wölbschichten selbst im Verband ausgeführt. Näheres s. in § 23. Erfordern die Gewölbstärken grofser Strombrücken Quader von bedeutenderen Abmessungen als die in Anspruch zu nehmenden Steinbrüche oder die beim Versetzen anzuwendenden Mittel gestatten, so werden sie ein- oder mehremal gestofsen. Die Bearbeitung der Stirnen hat dem Charakter der Brücke zu entsprechen. Die Stirnquader können entweder an den Kanten scharriert und in der Mitte gespitzt oder gekrönelt, oder mit Kantenschlag versehen und in der Mitte mehr oder minder rauh bossiert werden.

Die Gewölbzwickel erhalten bei einfachen Brücken ebene Bearbeitung und werden nur bei reicher auszustattenden Brücken mit Füllungen versehen.[38]) Werden die Gewölbzwickel nicht von Pfeileraufsätzen unterbrochen, so werden hier die früher erwähnten Brückenaugen, welche auch zur Lüftung der inneren Hohlräume dienen, nicht selten dekorativ behandelt, indem man sie u. a. mit einem Profil einfafst und gufseiserne Rosetten einsetzt. Erhalten die Pfeiler eine Fortsetzung bis zu der Brückenbahn, so bleiben jene Brückenaugen meist ganz weg oder sie werden mit kleineren Durchmessern zu beiden Seiten der Pfeileraufsätze angebracht, s. T. VIII, F. 24.

Um die Gewölbe der Strafsen- und Eisenbahnbrücken vor den nachteiligen Einwirkungen der Atmosphärilien und des Frostes zu schützen, müssen dieselben in möglichst trockenem Zustand erhalten werden. Die hierzu erforderlichen Entwässerungsanlagen sind einfacher bei den Strafsenbrücken, bei welchen das Tagwasser von der mehr oder minder festen Brückenbahn möglichst direkt abzuleiten ist, während bei den Eisenbahnbrücken das Tagwasser in den Oberbau eindringt, und dann von den Rücken der Gewölbe in verschiedener Weise abzuleiten ist, je nachdem dieselben Haupt- oder Zwischengewölbe sind. Die beiden letzteren erfordern daher einen wasserdichten Überzug, welcher entweder nur aus einer starken Cementschichte oder besser aus einer einfachen oder doppelten, in Cement gelegten Ziegelplattschicht hergestellt wird. Da aber selbst die letzteren Abdeckungen durch die von den Verkehrsstöfsen veranlafsten Erschütterungen leiden und allmählich Risse erhalten, durch welche das Tagwasser bis zu den Gewölben selbst durchdringt und dort den Mörtel in den Gewölbfugen erweicht, so ist, besonders bei stark beanspruchten Eisenbahnbrücken ein zweiter elastischer Überzug, welcher trotz jener Erschütterungen dicht bleibt und meistens aus Asphalt, Asphaltfilz, bisweilen auch aus untereinander verlöteten Bleiplatten besteht, nötig. Über die einzelnen Anordnungen der Entwässerungsanlagen und deren Details ist auf § 24 zu verweisen.

Um in den Hohlräumen der Zwischenkonstruktionen zeitweise Besichtigungen, Reinigungen und Reparaturen vornehmen zu können, werden auf dieselben kurze viereckige oder runde Einsteigschächte gesetzt, welche bei Eisenbahnbrücken in der Regel in der Mitte zwischen den Gleisen oder auch zwischen den Fahrschienen, s. T. IX, F. 7^b, bei Strafsenbrücken entweder in der Mitte zwischen den Spuren der Fuhrwerke oder neben den Gossen münden und oben durch eine, mit einem zum Abheben dienenden Ring versehene, Steinplatte oder mit einer Eisenplatte geschlossen sind.

d. Pfeiler und Flügel. Die Pfeilerköpfe haben, wenigstens insoweit sie im Hochwasser stehen, meist halbkreisförmigen oder spitzbogenförmigen (T. VI, F. 3 u. 4), selten elliptischen oder korbbogenförmigen Grundrifs (F. 18 u. 19) und werden häufig, um dem Stofse des abgehenden Eises besser zu begegnen, entweder mit Schienen armiert oder mit besonderen, aus harten Quadern gemauerten Eisbrechern versehen, deren Eiskante unter etwa 45° zum Horizonte geneigt und etwas abgerundet wird. Um die zweckmäfsigste Form der Pfeilerköpfe zu ermitteln, hat der französische Ingenieur Durand-Claye[39]) Versuche mit achteckigen, halbkreisförmigen und dreieckigen Vor- und Hinterköpfen angestellt. Hiernach giebt die rechteckige Pfeilerform als die unzweckmäfsigste zu bedeutenden Auskolkungen stromaufwärts, sowie zu kontinuierlichen seitlichen Auswaschungen Veranlassung. Die dreieckige Vorkopfform veranlafst Auswasch-

[38]) Über die Behandlung der Aufsenflächen der Zwickel vergl. auch Kap. VI, § 25.

[39]) Vergl. dessen Experiences sur les affouillements. Ann. des ponts et chaussées. 1873. I. S. 467 ff. Referat dieser Studie findet sich in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1874, S. 170.



ungen, welche an der Vorderspitze nur unerheblich, an den Kanten der Dreiecks- und Laibungsflächen jedoch bedeutender sind, während die halbkreisförmigen Vorköpfe die Mitte zwischen den beiden ersteren halten. Eine Vorkopfform, welche aus einer scharfen Schneide mit anschließenden Kreisbogen nach der Form des persischen Spitzbogens, wie sie sich an dem Vorderteile von Schiffen befindet, die das Wasser mit möglichst geringem Widerstande durchschneiden sollen, zusammengesetzt ist, würde abgesehen von der schwierigeren Bearbeitung und geringeren Festigkeit die zweckmäßigste sein. Als die geeignetste Form des Hinterkopfes, welche minder empfindlich ist, hat sich die halbkreisförmige erwiesen. Hiernach erscheinen Pfeilerformen mit dreieckigem Vorderkopf mit etwas abgerundeter Vorderkante und Seitenkanten und halbkreisförmigem Hinterkopf als empfehlenswert. — Um die Durchflußöffnungen möglichst wenig zu verengen erhalten die Pfeiler teils nicht, teils wenig vorspringende Sockel (s. T. VII, F. 29). Die Pfeilerköpfe großer Strombrücken werden in der Regel nur bis etwa 0,5 m über den höchsten Wasserstand fortgeführt und dort, der nötigen Abwässerung halber, mit einer Pfeilerkappe (s. T. VII, F. 29 und T. IX, F. 16, 17), abgedeckt oder mit verändertem und kleinerem, seltener mit dem nämlichen Querschnitt bis zur Brückenbahn fortgesetzt (s. T. VII, F. 16 u. 22), wo sie bisweilen Nischen zum Seitwärtstreten (s. T. IX, F. 1 bis 4, zur Aufstellung von Bänken, Kandelabern oder Statuen bilden. Mitunter werden solche Nischen auf einem konsolenartigen Unterbau angelegt, welcher entweder nicht (s. T. VII, F. 1 u. 5), oder in einer nur säulenartigen Verbindung mit dem Pfeilerkopfe steht. Wenn diese Nischen zu längerem Aufenthalte, z. B. für das Brückenpersonal dienen sollen, so werden die oberen Teile der Pfeileraufsätze auch als Türme behandelt, welche an den geeigneten Stellen mit Lichtöffnungen, nach der Brückenbahn hin mit Thüren und oben mit Quader-, Schiefer- oder Zinkbedachungen versehen werden.

Parallelflügel eignen sich zur Unterführung von Uferwegen, Winkelflügel zu Treppenanlagen, welche eine Verbindung der Brückenbahn mit dem an die Ufer grenzenden Terrain herstellen. Solche Flügel werden da, wo die Breite der Brückenbahn nicht eingeschränkt ist, durch pilasterartige Vorsprünge von den Landpfeilern geschieden, an welche sich die halben Pfeilerköpfe der letzteren lehnen oder da, wo die Breite der Brückenbahn vermindert ist, soweit vorgesetzt, als deren Verbreiterung an den Enden oder jene Einschaltung halber Landpfeilerköpfe erfordert. Bei Anwendung von Winkelflügeln schließen sich die halben Landpfeilerköpfe direkt an dieselben an, s. F. 3 u. 18.

e. Fundamente. Von der Beschaffenheit des Baugrundes, des Stromes und des Strombettes überhaupt hängt es wesentlich ab, ob mit der Gründung mehr oder weniger tief gegangen werden muß. Liegt der feste Baugrund tief, so erfolgt die Gründung nicht selten auf Pfahlrost, s. T. VII, F. 1, 2, 11, 15 u. 17, andernfalls meist auf Beton, s. T. VII, F. 23 bis 25 und T. IX, F. 15, 16, oder nach T. VII, F. 32 auf gemauerten, zwischen Fangdämmen ausgeführten Fundamenten. Der Pfahlrost erhält oben entweder einen Schwellrost, s. T. VII, F. 11 u. 17, oder eine Betonlage als unmittelbare Unterstützung des Mauerwerks und es werden bei schlechter Beschaffenheit des Obergrundes die Pfahlköpfe oft noch durch Steinauspackung befestigt, s. T. VII, F. 11 u. 15. Die Betonierung erfolgt zwischen in sich abgeschlossenen Spundwänden und erhält dann eine senkrechte Begrenzung, welche durch die äußeren Spundwände und durch einen Steinwurf gegen Unterspülung gesichert wird, s. T. VII, F. 25 und T. IX, F. 15, 16.

Veränderliche, Auskolkungen unterworfene Flußbetten werden auch wohl zwischen den Pfeilern durch Betonierung, s. T. VII, F. 23 bis 25, durch umgekehrte Gewölbe, s. F. 29 oder durch Betonlagen und hierauf ruhende umgekehrte Gewölbe, s. T. VII,

F. 6 u. 7, geschützt. Die Betonlage wird in diesem Falle unter den Pfeilern stärker, zwischen denselben etwas schwächer ausgeführt und durch zwei parallel zur Brückenachse angeordnete, durchlaufende Spundwände eingefafst und geschützt, s. T. VII, F. 23 bis 25. Das Mauerwerk erhält bisweilen noch eine zum Schutz gegen Unterspülung der Fundamente dienende Verbreiterung und Vertiefung (F. 20), welche von Spundwänden umschlossen wird. Da diese durchgehenden Fundamente sehr kostspielig sind, so sollten sie auf diejenigen Brücken beschränkt werden, bei welchen jene normale Durchflufsweite nicht zu erreichen ist, infolge deren die Flufsgeschiebe im Beharrungszustande verbleiben, bei welchen vielmehr infolge einer Einschränkung der lichten Weite eine stärkere Strömung und ein ihr entsprechender Angriff der Flufssohle zu erwarten ist. Die Höhenlage eines solchen Grundbettes mufs vorsichtig und so gewählt sein, dafs Unterspülungen desselben nicht zu gewärtigen sind.

§ 21. Gerade Thalbrücken. Thalbrücken, welche da an die Stelle langer und hoher Erddämme treten, wo diese kostspieliger und unzuverlässiger werden würden, erhalten meist gerade (T. VIII, F. 5 u. 25), seltener in Kurven liegende (F. 12 bis 16) Achsen, und Öffnungen von einer ihre Weite meist überwiegenden Höhe, welche letztere, dem Profile des Thales entsprechend, von dessen Sohle nach dessen Wänden hin allmählich abnimmt. Auf trockenem, gleichmäfsig festen Terrain macht man diese Öffnungen entweder gleich weit, s. F. 24, oder man giebt ihnen in dem mittleren, höheren Teile, insbesondere, wenn daselbst ein etwas breiterer Wasserlauf zu überbrücken ist, eine gröfsere und in den beiden niedrigeren Teilen derselben geringere Spannweiten (siehe F. 1 u. 2), vergl. Kap. I, S. 52. Die Stärke der Pfeiler erreicht ihr kleinstes Mafs, wenn diese nur dem gleichzeitigen Druck der darauf ruhenden Gewölbe widerstehen sollen. Um im Falle der Zerstörung einer Öffnung, z. B. in einem Kriege, nicht das ganze Bauwerk dem Einsturz auszusetzen, ordnet man wenigstens einzelne Pfeiler stärker an, s. T. VIII, F. 24, 25, welche demnach die Thalbrücke in Gruppen teilen, worin der Einsturz einer Öffnung nur denjenigen der benachbarten nach sich zieht, und als „Gruppenpfeiler" die Widerlager jener Gruppen bilden.

Die ökonomisch vorteilhafteste Disposition dieser Gruppenpfeiler wird erhalten, indem man die Baukosten einer solchen Brückenabteilung, vermehrt um deren Wiederherstellungskosten, zu einem Minimum macht. Bezeichnen l die Gesamtlänge und b die Breite eines Viaduktes, K_1 und K_2 die Baukosten von 1 qm Stirnfläche, wobei die Öffnungen voll gerechnet werden, und bezw. von 1 cbm Mauerwerk, d die Mehrstärke eines Gruppenpfeilers gegen die Stärke eines gewöhnlichen Zwischenpfeilers, so beträgt die vorteilhafteste Zahl der Gruppenpfeiler[40]):

$$n = \sqrt{\frac{K_1}{K_2} \cdot \frac{l}{b\,d}} - 1.$$

Setzt man für zweigleisige Eisenbahnviadukte $b = 8$ m, $K_1 = 100\ M$, $K_2 = 35\ M$, also $\frac{K_1}{K_2} = 2{,}85$, so erhält man

$$l = 0{,}6\sqrt{\frac{l}{d}} - 1$$

und z. B. für $l = 140$ und $d = 2{,}5$ m, $n = 3{,}5$. In diesem Falle ist die Anordnung von 3 oder 4 Gruppenpfeilern ökonomisch gleich gut und hängt dann von anderen örtlichen Rücksichten, z. B. auf die Beschaffenheit des Baugrundes oder auf das Querprofil

[40]) Vergl. Dr. L. Bräuler. Deutsche Bauz. 1876, S. 309.

des Thales ab. Die Endpfeiler der Thalbrücken werden entweder als hohe Widerlager konstruiert und mit Flügeln versehen, s. T. VIII, F. 9 bis 16, oder besser möglichst niedrig angeordnet, indem man die Bogenstellungen bis in die Böschungen hinein fortsetzt.

Bei Höhen der Viadukte von über etwa 40 m wurden dieselben früher meist in zwei bis vier Stockwerken oder Etagen, s. T. VIII, F. 24 bis 29 und F. 44 bis 48, aufgeführt, indem man deren Pfeiler durch bezw. 1 bis 3 Zwischengewölbe verspannte und die letzteren bisweilen noch zur Überführung von Fufs- und Fahrwegen benutzte, für welche man die Laibungen der Pfeiler durchbrach, s. F. 27 bis 29 und 44, 45, 47, 48. Bei hinreichender Stärke und zweckmäfsiger Konstruktion der Zwischenpfeiler und wo ein Etagengewölbe zur Überführung einer zweiten Verkehrslinie nicht erforderlich ist, erscheint die Anwendung mehrstöckiger Zwischenpfeiler nicht empfehlenswert, da dieselben bei etwas ungleichem Druck der Etagengewölbe minder stabil werden und weil die letzteren, deren Rücken dem Schlagregen ausgesetzt sind, die Unterhaltungskosten steigern, auch mehr oder minder grofse Schwierigkeiten in der Besichtigung darbieten. Die Seitendrücke des in der Richtung des Thalweges wehenden Windes werden durch die Etagen nur vermehrt, während eine Verspannung der Pfeiler durch die letzteren nach der Längenachse der Hochbrücke keinen Wert hat, da die Bogenstellung zwischen den Endpfeilern oder zwischen den End- und Gruppenpfeilern bei zweckmäfsiger Konstruktion und sorgfältiger Ausführung hinreichend fest eingespannt werden kann.

Eine Übersicht über ein- und mehrstöckige Viadukte und Aquadukte mit den gröfsten Höhen giebt nachstehende Zusammenstellung.

Bezeichnung der Viadukte.	Höhe in m	Bezeichnung der Viadukte.	Höhe in m
a. Einstöckige Viadukte.		3. Heiligenborn-Viadukt	40,00
1. Aquadukt von Alcantara	85,00	4. Wagner-Viadukt	38,87
2. Desenzano-Viadukt bei Verona	60,00	5. Franzthal-Viadukt	37,92
3. Newcastle-Viadukt	46,00	6. Geul-Viadukt bei Aachen	36,71
4. Kalte Rinne-Viadukt	45,66	7. Segovia-Aquadukt	34,00
5. Lockwood-Viadukt	41,48	8. Tarragona-Aquadukt	31,50
6. Fure-Viadukt	40,75	c. Dreistöckige Viadukte.	
7. Comelle-Viadukt	39,29	1. Aquadukt von Roquefavour	81,00
8. Steina-Viadukt	36,00	2. Aquadukt von Caserta	58,51
9. Görlitz-Viadukt	35,15	3. Viadukt von Chaumont	50,00
10. Starucca-Viadukt	33,33	4. Viadukt von Albano-Arriccia	50,00
11. Bietigheim-Viadukt	32,10	5. Pont du Gard bei Nîmes	48,77
b. Zweistöckige Viadukte.		d. Vierstöckige Viadukte.	
1. Viadukt über das Elsterthal	69,75	1. Göltzschthal-Viadukt	80,37
2. Diedenmühl-Viadukt	51,00		

Zur Beförderung ihrer Stabilität werden die Zwischen- und Gruppenpfeiler entweder mit Anlauf, s. F. 30, 31, 47, 48 oder mit senkrechten Stirnflächen versehen, dann aber in den unteren Stockwerken etwas vorgebaut.[41])

a. Brückenbahn. Die Brückenbahn der Thalbrücken erhält im ganzen eine derjenigen der Strombrücken analoge Anordnung. Da die meisten Thalbrücken in Eisenbahnen, seltener in Strafsen, anzulegen sind, so ist es meist die zweigeleisige Bahn mit dem für die übrigen Strecken angenommenen Systeme des Oberbaus, welche zur Ausführung kommt. Die Entwässerungsanlagen der Brückenbahn sind daher auch sekundäre, welche über den Gewölben der Zwischenkonstruktion und der Hauptöffnungen angeordnet sind. Gesimse und Brüstungen sind nicht zu entbehren.

[41]) Über Brücken mit mehreren Stockwerken vergl. auch Kap. VI, § 27 u. T. XXVIII.



b. Gewölbe. Die Gewölbe hoher Thalbrücken werden meist in Halbkreisform (T. VIII, F. 1 u. 2, 24 bis 27), seltener in Segmentbogenform (F. 9 bis 11), in überhöhter[42]) (T. IX, F. 13, 14), oder unterhöhter (T. VIII, F. 9 bis 11) Korbbogenform, bisweilen in Halbkreisform in den oberen und Segmentbogenform in den unteren Etagen, s. F. 44 u. 45, zur Ausführung gebracht. Die Gewölbebogen werden teils aus Haustein oder Backstein, teils aus Bruchstein ohne oder in Verbindung mit Quadern, welche dann zwischen die oft mehrfach gestofsenen Bruchsteinschichten als Binder eingeschaltet werden, in der unter § 23 erörterten Weise ausgeführt. Bei Halbkreisbogen aus Back- oder Bruchsteinen werden die Kämpfer oft aus Quadern hergestellt, welche über dem Bogenanfang angebracht und unterhalb horizontal untermauert werden, s. F. 24 bis 27. Nur bei gröfseren Öffnungen werden die Gewölbe mit vom Scheitel nach den Anfängen hin zunehmenden Stärken und auch in diesem Falle meist mit gleich starken Stirnbogen versehen.

Die Anlage der Stirnmauern und die Ausfüllung der Bogenzwickel durch Beschotterung oder durch Zwischengewölbe erfolgt ähnlich wie bei den Strombrücken und unterscheidet sich die letztere nur durch die verhältnismäfsig gröfsere Höhe der Zungenmauern, welche dann durch zwei- oder mehrfache Quergewölbe unter sich verspannt werden.[43])

c. Entwässerung. Auch die Entwässerungsanlagen der Viadukte werden im Prinzip wie diejenigen der Strombrücken angelegt, erhalten jedoch wegen der höheren Gewölbe meist stärkere Gefälle, welche einen raschen Abzug des eingedrungenen Wassers wesentlich befördern. Allgemeine Anordnungen derselben enthält die Tafel VIII, hinsichtlich der Details ist auf § 24 zu verweisen.

d. Pfeiler und Flügel. Die Pfeiler hoher Thalbrücken werden entweder massiv ausgeführt, s. T. VIII, F. 21 u. 31, oder sie werden bei Anwendung fester Steine und guten Mörtels mit kaminartigen Hohlräumen versehen, welche in nicht zu grofsen lotrechten Abständen von wagrechten Mauerschichten durchsetzt werden, s. F. 2 bis 6. Wo tiefer liegende Wege zu überführen oder Gänge zur Besichtigung des Bauwerks anzulegen sind, werden die Pfeiler, wie bereits bemerkt, von Durchgangsöffnungen durchbrochen, s. F. 27 bis 29, 47, 48. Die Verspannungsgewölbe der Pfeiler werden teils in deren voller Breite, s. F. 28, 29, teils in geringerer, ja selbst nur in der Breite der in den einzelnen Stockwerken von Pfeiler zu Pfeiler führenden Wege, s. F. 46, 47, angelegt. Besonders die durchgehenden Verspannungsgewölbe sind sorgfältig abzuwässern, da sie dem Schlagregen sehr ausgesetzt sind, während die schmäleren teilweise Schutz durch die über ihnen befindlichen Gewölbe finden.

Die Endpfeiler niedriger Thalbrücken wurden früher gewöhnlich mit Parallelflügeln, an welche sich möglichst steile, oft mit Steinen bekleidete Böschungskegel lehnen, s. F. 9, seltener mit Winkelflügeln abgeschlossen. Neuerdings werden die Bogen häufig und meist ökonomisch am vorteilhaftesten bis in die Böschungskegel fortgeführt, s. F. 1, und dort, besonders bei unzuverlässigem Terrain, durch Erdbogen verbunden, s. F. 24. Parallelflügel von gröfseren Längen und Höhen können mit gegliederten Stirnflächen derart versehen werden, dafs möglichst tiefe Nischen ausgespart und die zwischen denselben verbleibenden Lisenen oben mit Stich- oder Rundbogen verbunden werden.

---

[42]) Hierher gehören ferner die Gewölbe über den Hauptöffnungen des Göltzschthalviadukts in Sachsen, vergl. u. a. Heinzerling. Brücken der Gegenwart, steinerne Brücken. Heft 2, T. 3, F. 69 bis 71.

[43]) Z. B. bei den grofsen Bogenzwickeln des Viadukts über die Marne bei Nogent, welche mit vierstöckigen Zwischengewölben versehen sind, a. a. O. F. 31, 33.

Die so gebildeten reliefartigen Bogenstellungen gestatten nicht nur eine erhebliche Ersparnis an Mauerwerk, sondern erhöhen auch die ästhetische Wirkung des Bauwerks, indem sie sowohl die Flügel beleben, als auch eine gute Vermittelung zwischen diesen letzteren und der durchbrochenen Bogenstellung herstellen.

Die Sockel und Schäfte der Zwischenpfeiler erhalten ebene Stirnflächen, wenn letztere im Trocknen, und Vorköpfe, soweit sie in strömendem, eisführenden Wasser stehen, s. F. 34. Nicht selten sind bei einer gröfseren Zahl von Zwischenpfeilern nur einige derselben mit niedrigen, nur auf Sockelhöhe reichenden Vorköpfen versehen. So besitzt z. B. der in der Main-Weser-Bahn bei Friedberg befindliche Rosenthal-Viadukt unter zwei Gruppen- und 21 Zwischenpfeilern nur drei, in der Usa stehende, mit Vorköpfen versehene Zwischenpfeiler.[44])

e. Fundamente. Die Fundation von Thalbrücken ist, da diese gewöhnlich ganz oder teilweise im Trocknen und wenigstens an den Thalwänden oft auf festen Baugrund zu stehen kommen, meist eine einfachere, als bei den Strombrücken. Wo die zu verbindenden Thalwände aus felsigem Boden bestehen, werden die Fundamente der Endpfeiler und Flügel oft treppenförmig abgesetzt, s. F. 2 u. 24. Die Fundamente werden in allen genannten Fällen meist aus Mauerwerk mit einem, s. F. 44, 45, oder mit mehrfachem Absatze, s. F. 27, 29, seltener aus Beton hergestellt. Die in der Thalsohle erforderlichen Fundamente der Thalbrücken werden bei Gegenwart von Wasser ähnlich wie diejenigen der Strombrücken je mit der zunehmenden Tiefe des festen Baugrundes aus Mauerwerk, aus Beton oder auf Pfahlrost hergestellt. Die Fundamente von Pfeilern, welche in strömendem Wasser stehen, erhalten zur Vermeidung von Unterspülung Spundwände wie diejenigen der Strombrücken.

§ 22. Die Brückenbahn.

1. Die Verkehrsbahn der Eisenbahnbrücken. a. Fahrbahn und Bankette. Die Fahrbahn der Eisenbahnbrücken erhält meist denselben Oberbau, wie die freie Strecke, also ein etwa 0,5 m hohes, wasserdurchlässiges, aus Kies oder Steinschlag bestehendes Schwellenbett, welches auf jeder Seite von einer mit Platten abgedeckten Stirnmauer eingefafst wird. Diese Platten werden meist aus zwei Lagen hergestellt, deren äufsere das Hauptgesimse oder einen Teil desselben, und deren innere ein Trottoir bildet oder nicht selten ganz wegbleibt und dann durch Kies ersetzt wird. Im letzteren Fall erhalten die Stirnmauern eine Abwässerung nach jenem Schwellenbett.

Ausnahmsweise hat man, um das Wasser gar nicht in das Schwellenbett eindringen zu lassen, den Raum zwischen und neben den Schwellen mit seitlichem Gefälle gepflastert und diese Pflasterung mit Rinnsteinen eingefafst, welche den gröfsten Teil des Wassers von der Oberfläche der Fahrbahn ableiten.[45]) Damit das Wasser durch die Schienenstränge hieran nicht gehindert wird, werden dieselben auf Langschwellen gelegt, die auf wagrechten, etwas über das Pflaster hervorragenden Querschwellen ruhen. Das wenige, durch das Pflaster eingedrungene Sickerwasser fliefst von dem Rücken des Gewölbes durch gufseiserne, in deren Scheitel angebrachte Röhren ab. Bei Anwendung von Steinwürfeln statt der Schwellen hat man bisweilen zwischen und unter den ersteren eine Pflasterung mit Gefälle zwischen den Schienensträngen eingeschaltet und hier die Entwässerung durch gufseiserne, in die Scheitel der Gewölbe eingesetzte Röhren bewirkt.[46])

---

[44]) Vergl. F. 1 u. 2 in Heinzerling. Brücken der Gegenwart, steinerne Brücken. II, T. 4.

[45]) Diese Anordnung besitzt u. a.: Der Indre-Viadukt mit 59 Bogen von je 9,8 m Spannweite und der Neifse-Viadukt mit 34 Bogen von 17 bis 22,66 m Spannweite.

[46]) Z. B. bei der Main-Neckar-Eisenbahnbrücke über den Main bei Frankfurt. Zeitschr. f. Bauw. 1856.



b. **Stirnmauern, Gesimse und Brüstungen.** Die auf den Gewölbestirnen ruhenden Stirnmauern, welche samt den Gesimsplatten die seitliche Begrenzung der Bogenzwickel und des Oberbaues bilden, erhalten eine dem Seitendrucke der Hinterfüllung oder der Zwischengewölbe entsprechende Stärke von 0,6 bis 1,75 m. Diese Dicke wächst mit der wachsenden Höhe der Stirnmauer, welche über den Bogenscheiteln die kleinste, über den Pfeilern die gröfste ist, wodurch vertikale Absätze entstehen. Hinter den Gesimsplatten erhalten die Stirnmauern zur Ableitung des Wassers eine mehr oder minder starke, durch einen Cementüberzug oder durch eine in Cement gelegte Ziegelplattschichte geschützte Abschrägung.

Die Gesimse, s. T. IX, F. 1 bis 12, 15 bis 18 u. a., dienen zur seitlichen Begrenzung der Brückenbahn, zum Schutze der Stirnmauer sowie zur Aufnahme der Brüstungen und erhalten daher eine derjenigen der Brückenbahn mindestens gleiche Höhe. Die Brückengesimse ruhen unmittelbar auf den Stirnmauern, werden fast durchweg aus Hausteinen hergestellt und erhalten je nach dem ästhetischen Charakter der Brücke eine mehr oder minder reiche Profilierung. Die Profile der Gesimse erhalten hiernach als Hauptglied entweder eine etwas unterschnittene wagrechte Hängplatte, einen kräftigen, unten mit Hohlkehle versehenen Wulst oder eine stark geneigte, unten durch eine weite Hohlkehle entwässerte Hängplatte. Die Gesimse von Eisenbahnbrücken mit 0,5 m hohem oder höherem Schwellenbett werden bisweilen aus zwei übereinander gelegten Plattenschichten zusammengesetzt, wovon die obere meist das Hauptgesims, die untere einen Fries oder ein Konsolengesims bildet, s. T. IX, F. 1 bis 6, 8 u. 9, 12, 15 bis 17.

Die zum seitlichen Abschlusse der Verkehrsbahn nach den beiden Stirnseiten hin dienenden Brüstungen erhalten eine Höhe von 0,75 bis 1 m. Bei Anwendung von Stein erhalten sie Dicken von 20 bis 25 cm und werden teils massiv, s. T. IX, F. 10 u. 12, 15 bis 17 u. 21, teils durchbrochen, s. T. IX, F. 1 bis 6, 8 u. 9, 18, konstruiert. Für kombinierte, zugleich einem Strafsenverkehre dienende Eisenbahnbrücken empfehlen sich massive oder wenig durchbrochene, für Eisenbahnbrücken aufser jenen auch mehr oder minder stark durchbrochene, steinerne Brüstungen aus Haustein oder aus Backstein mit Deckplatten aus Haustein. Um die lichte Breite der Brückenbahn nicht zu schmälern, werden die Gesimsplatten auf Konsolenfriesen nicht selten um 20 bis 25 cm vorgekragt und die Brüstungen auf diesen Vorsprung gestellt, s. T. IX, F. 9 u. 12. Am wenigsten Raum erfordern die eisernen Geländer, welche jedoch zu dem massiven Charakter gewölbter Brücken weniger passen. Unumgänglich sind sie meist bei älteren gewölbten Brücken, welche des gesteigerten Verkehrs wegen, ohne Umbau der Pfeiler und Gewölbe, möglichst erbreitert werden müssen. Bei Anordnung eiserner Brüstungen eignet sich das Gufseisen zu reicher gehaltenen, das Schmiedeisen zu einfacheren Formen. Bisweilen werden über den End- und Zwischenpfeilern steinerne und zwischen denselben eiserne in die Gesimsquader eingelassene Brüstungen, s. T. VI, F. 1, 5 u. 22 bis 25, angeordnet, wodurch die letzteren etwas stabiler werden.

2. **Die Verkehrsbahn der Strafsenbrücken. a. Fahrbahn und Bankette.** Die Fahrbahn der Strafsenbrücken besteht entweder aus einer 20 bis 30, im Mittel 25 cm starken Chaussierung oder Pflasterung, je nachdem sie sich in einer chaussierten oder gepflasterten Strafse befindet. Bei längeren Chausseebrücken mit geringerem Gefäll werden die Fahrbahnen, der besseren Entwässerung halber, ebenfalls gepflastert. Städtische Strafsenbrücken werden schon des besseren Aussehens, besonders aber der gröfseren Festigkeit und Dauer wegen gepflastert, oder eines sanfteren und geräuschloseren Fahrens wegen mit einem Asphaltbelage versehen.

Die etwas über die Fahrbahn erhöhten Bankette bestehen in den gewöhnlichsten Fällen aus Schichtenpflaster ohne oder mit Bordsteinen. Im ersteren Falle schliefst das Pflaster, im letzteren Falle der Bordstein an die gepflasterten Rinnen der Fahrbahn an. In den Fällen, wo ein besseres Aussehen und gröfsere Bequemlichkeit verlangt wird, wird das Schichtenpflaster durch feines Mosaikpflaster, eine Asphalt- oder Betonlage oder auch durch einen Plattenbelag aus Steinen mit rauh bearbeiteter Oberfläche ersetzt. Statt der gepflasterten Rinnen werden in den letzteren Fällen meist besondere Rinnsteine gelegt oder die Rinnen an die oben erwähnten Bordsteine angearbeitet.

b. Die Gesimse und Brüstungen. Die Gesimse werden ähnlich wie bei Eisenbahnbrücken (s. unter 1. b. dieses Paragraphen) behandelt. Die Brüstungen, welche bei Strafsenbrücken unentbehrlich und so stark herzustellen sind, dafs sie einen wirksamen Schutz gegen das Herabstürzen von Wagen und Fufsgängern gewähren, halten den besonders für den Fufsverkehr lästigen Wind am besten ab, wenn sie massiv und geschlossen sind. Durchbrochene Steinbrüstungen, s. T. IX, F. 5, 6 u. 18, geben der Brücke meist ein eleganteres Ansehen, vermindern aber die Breite der Brückenbahn um 40 bis 50 cm, ein Nachteil, der bei Anwendung von eisernen Brüstungen fast ganz verschwindet. Werden in die Brüstungen, z. B. über den Pfeilern, stärkere Quader oder auch aus stärkeren Quadern konstruierte Nischen eingeschaltet, so können die zwischen denselben befindlichen Teile der Brüstungen etwas schwächer gehalten werden. Die steinernen Brüstungen läfst man meist mit einer Feder von 2 bis 3 cm Höhe in eine entsprechende Nut der Gesimsplatten eingreifen. Der Wasserableitung wegen besser — obwohl wegen der erforderlichen gröfseren Höhe der Quader etwas kostspieliger — ist die Herstellung des Zapfens an den Gesimsplatten und der Nut an den Brüstungsstücken ohne, besser mit einer Erhöhung der Gesimsplatten unter den letzteren, damit der Regen sich in die Lagerfugen der Gesims- und Brüstungsstücke nicht hineinziehen kann. Im allgemeinen finden hier die unter 1. b. dieses Paragraphen angegebenen Anordnungen und Formen Anwendung. Vergl. hierzu auch Kap. VI, § 26 u. 28—31.

3. Die Unterstützung der Verkehrsbahn. Die unmittelbare Unterstützung der Brückenbahn besteht bei kleineren Brücken und flachen Gewölben meist aus einer Überschüttung mit wasserdurchlässigen Bodenarten, als: Sand, Kies oder Schotter, seltner in einer Ausmauerung oder Ausbetonierung der Bogenzwickel, welche die Gewölbe unnötig belastet und ökonomisch unvorteilhaft ist. Bei gröfseren Brücken mit höheren Bogenzwickeln wird die Brückenbahn meist durch eine Gewölb- oder Deckplattenkonstruktion, seltner durch Netzmauerwerk[47]) oder Kragsteinmauerwerk[48]) unterstützt. Die Gewölbe oder Deckplatten der ersteren beiden Konstruktionen ruhen auf mehreren, zur Gewölbeachse parallelen Zungenmauern und nur aufsen auf den Stirnmauern.

Zweigleisige Brücken mit Normalspur oder Strafsenbrücken von 7,5 bis 8 m Breite können 2 bis 5 solcher Zwischengewölbe[49]) aufnehmen, je nachdem die Bogenzwickel höher oder niedriger, also die Stirnmauern und Zwischenpfeiler stärker oder schwächer sind. Bei den höchsten Bogenzwickeln werden zwei und mehrere solcher Zwischengewölbe übereinander[50]) angeordnet, deren Zungenmauern entweder gleichstark sind oder von oben nach unten in den einzelnen Stockwerken an Stärke zunehmen.

---

[47]) z. B. bei der Brücke über die Warthe bei Wronke.

[48]) z. B. bei der Brücke über die Elbe bei Wittenberge.

[49]) So besitzt der Viadukt von Dinan 2, der Viadukt über die Neifse 3, die Brücke über die Brahe 4, die Brücke über die Warthe bei Wronke 5 Längsgewölbe.

[50]) Der Viadukt über die Marne bei Nogent besitzt vierstöckige Zwischengewölbe.



Zur Vermeidung eines zur Brückenachse normalen Seitendrucks werden statt der Längsgewölbe bisweilen Deckplatten[51]) und vereinzelt einfache oder mehrere, von den Scheiteln nach den Anfängen hin zunehmende, zur Brückenachse normale Quergewölbe[52]) angewendet. Diese Quergewölbe sind meistens halbkreis- oder segmentbogenförmig, in einzelnen Fällen, z. B. bei der Brücke über die Aar bei Bern und über die Loire bei Orleans, kreisförmig. Dagegen ist es unzweckmäfsig, die beiden äufseren Längsgewölbe einhüftig, d. h. so anzuordnen, dafs deren Gewölbscheitel sich direkt an die Stirnmauern lehnen[53]), da hierdurch der Horizontaldruck der Gewölbe nicht vermindert, sondern sein Angriffspunkt nur höher gelegt wird.

Um die Zwischengewölbe zeitweise besichtigen und reinigen zu können, werden sie mit den von oben zugänglichen, auf S. 175 bereits besprochenen Einsteigeschächten versehen, von deren Anordnung u. a. auch T. IX, F. 7ᵇ ein Beispiel giebt.

§ 23. Die Brückengewölbe. 1. Form und Gröfse der Brückengewölbe. Die geläufigsten Formen der Brückengewölbe sind der Halbkreisbogen, der Kreissegmentbogen (Stichbogen), der liegende und der stehende Korbbogen, selten sind der elliptische Bogen und der Spitzbogen. Zur Ausführung gelangt und vorgeschlagen sind bezw. die nach verschiedenen — gegebenen Belastungsverhältnissen entsprechenden — Stützlinien konstruierten, annähernd parabolischen und die Klinoïdenbogen.

Die Form der erstgenannten Gewölbe ist eine zunächst ohne Rücksicht auf deren Belastung angenommene, während die Form der letztgenannten Gewölbe deren jeweiliger Belastung vollkommen entspricht. Läfst sich die Belastung der ersteren durch Anwendung von specifisch leichterem und schwererem Schüttmaterial, durch Aussparung von Hohlräumen oder durch Anwendung von mehr oder minder durchbrochenem Mauerwerk so modifizieren, dafs die Form der hierdurch erzeugten Stützlinie der Form jener Gewölbe annähernd entspricht, wie dies, insbesondere bei flachen Kreissegmentbogengewölben meist leicht möglich ist, so sind dieselben sehr wohl geeignet, ästhetischen und statischen Anforderungen gleichzeitig zu entsprechen. Bei allen Gewölben, deren Gewölblinien an ihren Anfängen in eine Lotrechte übergehen, wie bei dem Halbkreis, der halben Ellipse, dem Korbbogen und dem Spitzbogen, läfst sich diesen beiden Anforderungen nicht durchweg genügen, weshalb sie nur mit einem Mehraufwand an Material herzustellen sind. Als die ökonomisch vorteilhafteren erscheinen daher im allgemeinen diejenigen Brückengewölbe, bei welchen die Form jener Gewölblinie aus der Form ihrer Stützlinie hervorgeht, also sich vollkommen oder annähernd derselben anschliefst, welche jedoch in ästhetischer Beziehung weniger befriedigen. Bei der Wahl der Gewölbeform wird daher in jedem konkreten Falle zu erwägen sein, ob das Bauwerk, wie in grofsen Städten, zugleich ästhetischen oder ob dasselbe nur ökonomischen Forderungen entsprechen soll.

Gedrückte und überhöhte Gewölbebogen sind solche, deren Pfeilverhältnis bezw. kleiner und gröfser ist als $\frac{1}{2}$. Neutrale und überhöhte Gewölbebogen werden meist bei Thalbrücken, gedrückte Gewölbebogen bei Strombrücken angewandt.

Die Kreissegmentbogen zeigen die geringsten, Korb- und elliptische Bogen gröfsere Pfeilverhältnisse und zwar nehmen beide bei nachstehend angeführten Brücken (siehe 1. Tabelle, S. 184), für welche l die Spannweite, f die Pfeilhöhe und d die Schlufssteindicke bezeichnet, die kleinsten Werte an.

---

[51]) z. B. bei dem Viadukt bei Bietigheim.

[52]) Einfache Quergewölbe besitzt u. a. der Viadukt über die Marne bei Nogent in den Bogenzwickeln der kleinsten Bogen, mehrfache Quergewölbe der Viadukt in der Gürtelbahn in Paris.

[53]) z. B. bei dem Viadukt über die Marne bei Nogent.

Brücken mit den kleinsten Pfeilverhältnissen.

Bezeichnung der Brücken.	$\frac{f}{l}$	l	f	d	$\frac{d}{l}$
a. Brücken mit Stichbogengewölben.					
1. Brücke über den Loing zu Nemours	$\frac{1}{16,7}$	16,24	0,97	0,97	0,059
2. Brücke zu Pontoise	$\frac{1}{13,5}$	29,24	2,16	1,62	0,055
3. Brücke zu St. Maxence	$\frac{1}{12}$	23,39	1,95	1,46	0,062
4. Neue Brücke aux Doubles über die Seine	$\frac{1}{10,3}$	31,05	3,01	1,60	0,051
5. Strafsen-Brücke über den Stura zwischen Turin und Mailand	$\frac{1}{10,3}$	16,00	1,55	0,90	0,056
6. Brücke über den Quadalquivir zu Valencia	$\frac{1}{10}$	13,00	1,30	0,97	0,074
7. Brücke über die Dora Riparia zu Turin	$\frac{1}{8}$	44,80	5,50	1,50	0,033
8. Brücke über den Neckar bei Ladenburg	$\frac{1}{8}$	27,00	3,42	1,20	0,044
9. Eisenbahnbrücke über den Main bei Frankfurt	$\frac{1}{7,5}$	17,08	2,17	0,85	0,050
10. Grosvenorbrücke über den Dee bei Chester	$\frac{1}{8}$	60,96	12,20	1,22	0,020
b. Brücken mit Korbbogen und elliptischen Gewölben.					
1. Maidenheadbrücke in der Great-Western-Bahn	$\frac{1}{6}$	39,00	6,50	1,60	0,041
2. Brücke über den Techt bei Ingersheim	$\frac{1}{5,1}$	18,90	3,70	0,97	0,051
3. Brücke über die Seine bei Neuilly	$\frac{1}{4}$	38,98	9,75	1,62	0,041
4. Waterloobrücke über die Themse in London	$\frac{1}{3,4}$	36,60	10,70	1,49	0,040
5. Eisenbahnbrücke über die Scrivia in der Linie Turin-Genua	$\frac{1}{3}$	40,00	13,33	1,80	0,045

Pfeilverhältnisse von Segmentbogen unter $\frac{1}{10}$ und von Korb- oder elliptischen Bogen unter $\frac{1}{5}$ erscheinen nur ausnahmsweise empfehlenswert.

Die Gröfse der Brückengewölbe ist bei einem und demselben Bauwerke entweder gleich, oder von den Enden nach der Mitte der Brücke hin allmählich zunehmend, oder den örtlichen Verhältnissen entsprechend ungleich. Stichbogen haben in der Ausführung die vergleichsweise gröfsten, Korb- und elliptische Bogen die vergleichsweise kleinsten Spannweiten erhalten, wie die auf S. 174 mitgeteilte Tabelle zeigt, in welche zugleich die Pfeilhöhen f, die Pfeilverhältnisse $\frac{f}{l}$, die Schlufssteinstärken d und die Verhältnis $\frac{d}{l}$ dieser Schlufssteinstärken zur Spannweite aufgenommen sind.

Brücken mit den gröfsten Krümmungshalbmessern im Scheitel.

Bezeichnung der Brücken.	r	d	$\frac{d}{r}$	l	f
1. Almabrücke über die Seine in Paris	53,75	1,50	0,027	43,00	8,60
2. Maidenheadbrücke	51,50	1,60	0,031	39,00	6,50
3. Brücke zu Pontoise	50,50	1,62	0,032	29,24	2,16
4. Brücke über die Dora Riparia zu Turin	48,75	1,50	0,030	44,80	5,50
5. Brücke über die Seine zu Neuilly	48,73	1,62	0,033	38,98	9,75
6. Brücke über den Severn zu Gloucester	46,47	1,37	0,029	45,75	16,50
7. Grosvenorbrücke über den Dee bei Chester	42,67	1,22	0,026	60,96	12,20
8. Cabin-John-Brücke bei Washington	42,06	1,31	0,031	69,49	18,59
9. Brücke über den Neckar bei Ladenburg	28,80	1,20	0,041	27,00	3,37

Gedrückte Bogen erscheinen um so kühner, je flacher dieselben am Scheitel oder je gröfser hier die Krümmungshalbmesser ihrer inneren Wölblinie und je geringer ihre

Schlufssteinstärken im Verhältnis zu ihrer Spannweite sind. Eine Zusammenstellung der kühnsten Brücken giebt vorstehende Tabelle, in welche aufser jenen Radien r, mit Beibehaltung der früheren Bezeichnungen, die Schlufssteinstärken, die Verhältnisse dieser Schlufssteindicke zum Krümmungshalbmesser, die Spannweiten und die Pfeilhöhen aufgenommen sind.

Von den Brücken mit den relativ kleinsten Schlufssteinstärken giebt die nachfolgende Tabelle eine Zusammenstellung, welcher noch die Verhältnisse $\frac{d}{r}$ ihrer Schlufssteindicken zu ihren Krümmungshalbmessern im Scheitel beigefügt sind.

Brücken mit den relativ kleinsten Schlufssteinstärken.

Bezeichnung der Brücken.	$\frac{d}{l}$	l	d	r	$\frac{d}{r}$
1. Brücke über den Tarostrom in Italien	0,015	31,36	0,74	15,68	0,026
2. Brücke über den Doux bei Tournon	0,018	47,78	0,85	24,06	0,035
3. Brücke über den Dee bei Chester	0,020	61,00	1,22	44,23	0,028
4. Brücke über den Drac zu Claix bei Grenoble	0,021	45,80	0,98	25,35	0,039
5. Guillotièrebrücke bei Lyon	0,021	31,20	0,65	19,17	0,034
6. Brücke über die Rhone bei Avignon	0,024	31,36	0,74	15,68	0,047
7. Brücke von Vielle Brioude über den Allier	0,024	54,20	1,30	28,00	0,047
8. Brücke über den Taaf in England	0,024	46,47	1,12	28,40	0,024
9. Brücke von Hèrault über die Strafse nach Nizza	0,026	31,84	0,81	27,61	0,029
10. Brücke über den Severn bei Gloucester	0,030	45,75	1,37	46,47	0,029
11. Brücke über die Durance bei Sisteron	0,031	25,99	0,81	—	—
12. Brücke über die Garonne bei Toulouse	0,033	34,45	1,14	23,40	0,049
13. Brücke über den Severn bei Bewdley	0,033	18,30	0,61	10,36	0,059
14. Brücke bei Têtes über die Durance	0,038	37,68	1,44	18,84	0,076
15. Brücke über die Röder bei Kleinwolmsdorf	0,038	45,32	1,70	24,42	0,070
16. Nydeckbrücke über die Aar bei Bern	0,039	46,06	1,80	23,60	0,076

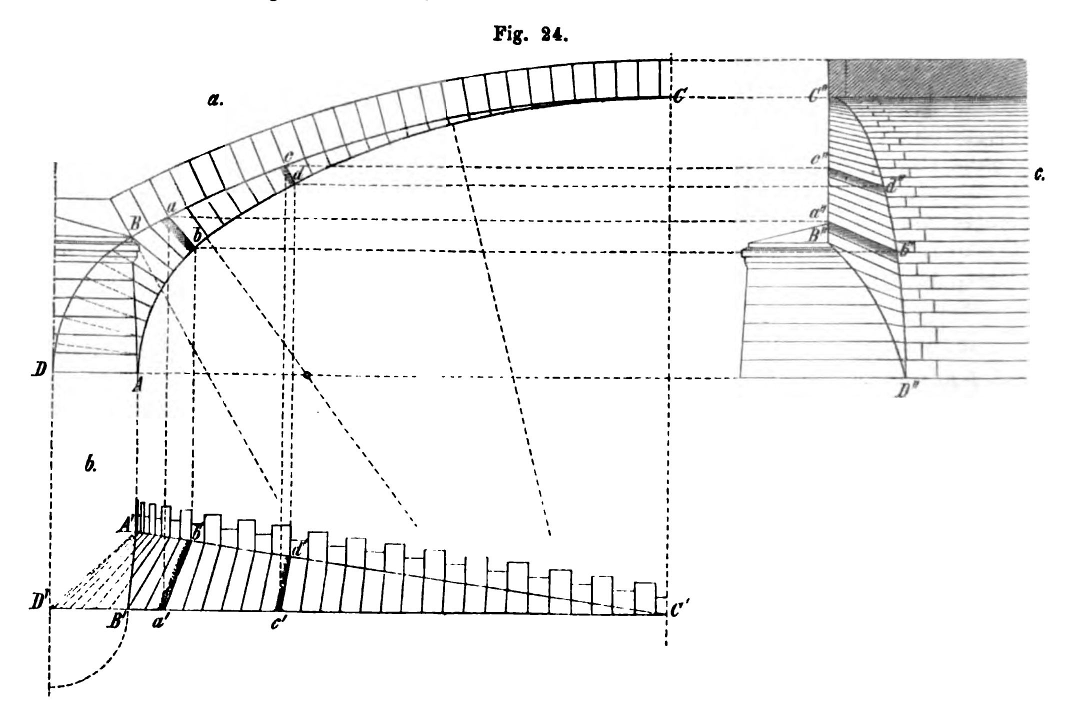
Im übrigen sei wegen Bestimmung der Gewölbestärken hier nochmals auf § 10 u. ff. dieses Kapitels verwiesen.

2. Steinschnitt und Verband der Brückengewölbe. Die Lagerfugen der Wölbsteine gewölbter Brücken werden nach den Regeln des Steinschnitts — um spitze Winkel an den Kanten der Wölbsteine in den Gewölbe-Laibungen zu vermeiden — meist normal zur inneren Wölblinie angeordnet, im übrigen gestaltet sich der Verband der Wölbsteine verschieden, je nachdem die Gewölbebogen aus Haustein, Backstein oder Bruchstein bestehen.

a. Die Hausteingewölbe erhalten meist Wölbstücke mit ebenen, nach der Gewölbachse hin konvergierenden Lagerflächen und mit Stärken, welche der entweder durchweg gleichen oder der allmählich zunehmenden Dicke der Gewölbe entsprechen. Hierbei müssen sämtliche Wölbstücke so geliefert, bearbeitet und versetzt werden, dafs der in dem Gewölbe entwickelte Druck ihr natürliches Lager genau oder nahezu normal trifft. Ihre konvergierenden Lagerflächen sollen also gleiche oder nahezu gleiche Winkel mit ihrer natürlichen Lagerfläche einschliefsen. Die Länge der Wölbsteine an den Stirnen soll eines guten Verbandes wegen nicht zu gering und ihrer Höhe etwa gleich sein. Die Stofsfugen der einzelnen Wölbschichten müssen abwechseln. Wölbschichten, welche in ganzen Stücken nicht zu beschaffen oder zu schwierig zu versetzen sind, setzt man aus mehreren Steinlagen zusammen und ordnet darin entweder nur Binder oder besser abwechselnd Läufer und Binder an.

Um das Absplittern der Gewölbkanten zu vermeiden und den Gewölbedruck auf die inneren, festeren Teile der Wölbsteine zu lenken, werden die Lagerflächen, — besonders weit gespannter Gewölbe — unten, bisweilen auch oben und unten mit sog. Druckschlägen versehen. Die Druckschläge erscheinen besonders zwischen dem Schlußstein und den beiden Auslaufsteinen und zwischen den beiden Kämpfern und Anlaufsteinen nötig, damit die Pressungen des Gewölbes um die hier vorgesehenen Angriffspunkte der Stützlinie möglichst und, soweit dies die Druckfestigkeit des Gewölbemateriales zuläßt, konzentriert werden. Um der hieraus entstehenden, stärkeren örtlichen Anspruchnahme wirksamer zu begegnen, empfiehlt sich besonders die Anwendung eines relativ druckfesteren Materiales zu den Kämpfern und Anlauf- sowie zu den Auslauf- und Schlußsteinen. Diese Anordnung, welche eine scharnierartige Verbindung der beiden Gewölbschenkel in deren Scheitel und mit ihren Widerlagern darstellt, dient nicht sowohl zur Konzentrierung der Pressungen auf die festeren Stellen in den Mitten der an jenen Stellen befindlichen Lagerfugen, also zu einer Fixierung der Stützlinie, sondern auch zu der Möglichkeit einer weniger behinderten Hebung und Senkung der beiden Gewölbschenkel bei Belastungs- und Temperaturwechsel.

Fig. 24.



Einen besonderen Steinschnitt erfordern die an den Stirnen mit den in § 19 bereits erwähnten Abschrägungen, den sog. Kuhhörnern, versehenen Gewölbe. Für ein Gewölbe mit segmentförmigem Stirnbogen und korbbogenförmiger Wölblinie ergiebt sich dieser Steinschnitt aus Fig. 24, worin $A\,B\,C$, $A'\,B'\,C'$ und $A''\,B''\,C''$ die Abschrägung des Gewölbes im Aufriß, Grundriß und Querschnitt darstellt. Zunächst wird der Stirnbogen in eine ungerade Anzahl gewöhnlich gleicher Teile eingeteilt, worauf man in den so erhaltenen Teilpunkten die Lagerfugen der Stirnstücke des Gewölbes normal zum Segmentbogen $B\,C$ an der Stirn anordnet. Werden nun in der Vertikalprojektion aus denselben Teilpunkten Normale zum Korbbogen $A\,C$ in der Laibung gezogen und im Grundriß die schrägen, aber geraden Begrenzungslinien $A'\,C'$ der Abschrägungen an-

genommen, so ergeben sich hieraus die geraden Fugen der Wölbsteine in jenen Abschrägungen auch im Grundrifs und im Querschnitt. So liefern die beliebigen Fugen ab, cd im Aufrifs bezw. die schrägen Fugen $a'b'$, $c'd'$ im Grundrifs und $a''b''$, $c''d''$ im Querschnitt. Von den Teilpunkten der Laibungsbogen AC ab verlaufen die Lagerfugen horizontal und erhalten mithin daselbst einen Knick. Während die Wölbsteine in und nahe an dem Scheitel aus einem Stück bestehen, werden die übrigen in den abgeschrägten Teilen der Gewölbe ein- oder mehrmal so gestofsen, dafs die Stofsfugen der einzelnen Wölbsteine normal auf deren Lagerfugen stehen. Ähnliche Anordnungen erhalten auch die Kuhhörner derjenigen Gewölbe, deren Laibungsbogen in der Vertikalprojektion Segmentbogen sind, s. T. IX, F. 15 bis 17.

b. Die Backsteingewölbe werden aus einzelnen durchgehenden Wölbschichten mit konvergierenden Lagerfugen und versetzten Stofsfugen, bei gröfseren Gewölbstärken auch wohl aus einzelnen konzentrischen Ringen hergestellt. Bei der ersteren Anordnung, welche den besten Verband liefert, werden die Backsteine sortiert und die dünneren zu den inneren, die dickeren zu den äufseren Schichten; in der Laibung am besten nur als Binder und Dreiviertelsbinder verwandt. Bei der letzteren Anordnung ist es zweckmäfsig, die einzelnen Ringe wenigstens da, wo ihre Lagerfugen zusammentreffen, mittels durchlaufender Binderschichten in Verband zu setzen. Eine Zunahme der Gewölbestärke von dem Scheitel nach dem Kämpfer hin wird durch einzelne Absätze erreicht, welche — je nach der Zunahme des Gewölbedruckes — sprungweise um je ein $^1/_2$ oder je 1 Stein zunehmen.

c. Die Bruchsteingewölbe werden entweder so ausgeführt, dafs man die Bruchsteine etwas bearbeitet und schichtenweise in Verband mauert, oder dafs man die Bruchsteine unbearbeitet zusammenstellt und ihre Zwischenräume mit Mörtel ausgiefst.

α. Bruchsteingewölbe im Verband erfordern möglichst lagerhafte Bruchsteine, welche mit dem Mauerhammer mehr oder minder und zwar so bearbeitet werden, dafs sich daraus möglichst gleich starke, in gleicher Stärke durchgehende Gewölbschichten mit versetzten Stofsfugen herstellen lassen. Hierbei sind die Bruchsteine satt in Mörtel zu verlegen, wobei gröfsere Zwischenräume mit passenden Steinsplittern ausgezwickt werden können. Zur Vermehrung des Zusammenhanges von gröfseren, besonders aus kleineren Bruchsteinen bestehenden Gewölben empfiehlt sich die Einschaltung einzelner Wölbschichten aus Haustein namentlich in deren Anfängen und in deren Scheitel.

Je weniger lagerhaft die Bruchsteine sind oder je weniger dieselben bearbeitet werden sollen, desto besser mufs sowohl der Verband als auch der zur Verwendung kommende Mörtel sein. So sind die unbearbeiteten Bruchsteine in dem Gewölbe der schiefen Glesse-Brücke[54]) in vollen starken, auf der Drucklinie des Gewölbes normal stehenden Fugen mit magerem Cementmörtel aus 1 Teil Cement und 5 Teilen Sand vermauert worden und hat dieses 13,4 m weit gespannte Gewölbe nur eine zwischen 8 und 9 mm liegende Einsenkung und unter der in einer 5000 kg schweren Strafsenwalze bestehenden Probebelastung eine weitere Einsenkung und Nachteil durch Erschütterungen nicht erfahren.

β. Bruchsteingewölbe mit ausgegossenen Fugen. Bei diesen Gewölben werden unbearbeitete Bruchsteine auf verschalten Lehrgerüsten, ähnlich wie bei dem Grundbau von Chaussierungen oder bei den Rollschichten von Fundamenten, in mehreren Lagen neben- und übereinander zusammengestellt und hierauf mit dünnflüssigem Mörtel solange

[54]) Vergl. Deutsche Bauz. 1878, S. 453.



ausgegossen, bis alle ihre Fugen völlig ausgefüllt sind. Ein hervorragendes Beispiel dieser Konstruktion bietet die bereits im Jahre 1854—1855 erbaute Almabrücke[55]) über die Seine in Paris mit einer Mittelöffnung von 43 m und zwei Seitenöffnungen von je 38,5 m Spannweite. Die mit Kuhhörnern versehenen Korbbogengewölbe dieser Brücke sind mit Ausnahme der aus Hausteinen gebildeten Stirnen von völlig unbearbeiteten an- und übereinander gereihten Bruchsteinen, deren Zwischenräume mit Vassy'schem Cement ausgefüllt wurden, hergestellt. Da diese Bruchsteine *(meulières)*, dasselbe Material, woraus auch die bekannten französischen Mühlsteine gefertigt werden, bei poröser Beschaffenheit und geringem Gewichte eine sehr grofse Härte besitzen und der aus einem natürlichen Kalkstein bereitete Vassy'sche Cement in kurzer Zeit so fest bindet, dafs nach völliger Erhärtung ein qcm noch 170 kg tragen kann, während die gröfsten Pressungen des qcm an der Almabrücke zu nur 14 kg berechnet sind, so konnte von einem Verbande der Gewölbsteine Abstand und angenommen werden, dafs ein solches Gufsgewölbe nach völliger Erhärtung des Mörtels eine fest zusammenhängende Masse bilden würde. Erst nach Vollendung des auf die angegebene Weise hergestellten mittleren Teiles der Gewölbe wurden die erwähnten Hausteinstirnen vorgewölbt. Kleinere Gewölbe dieser Art sind auch in Deutschland, z. B. bei der Brücke über die Beise bei Beiseförth mit 7,5 m Spannweite ausgeführt und andere derartige Ausführungen in Aussicht genommen worden.[56])

d. Gewölbe aus Cementbeton. Diese Gewölbe werden entweder so ausgeführt, dafs man eine Lage Cementmörtel auf einer Verschalung ausbreitet und sodann Bruchsteine in dieselbe eindrückt oder dafs man den Cementmörtel vorher mit Steinbrocken vermengt und dann auf die Verschalung ausgiefst. In beiden Fällen ist eine dichte Verschalung sowohl unter den Laibungen als auch vor den Stirnen der Gewölbe nebst einer widerstandsfähigen Unter- und Aufsenrüstung erforderlich, während die in der einen oder anderen Weise mit dem Mörtel verbundenen Steine mit demselben nach dichter Erhärtung eine feste elastische Masse bilden müssen. Als eine Ausführung der ersteren Art ist eine bereits im Jahre 1877 von der Vorwohler Portland-Cementfabrik in Holzminden ausgeführte Strafsenbrücke[57]) zu bezeichnen, deren Spannweite und Pfeilhöhe bezw. 7 und 1 m beträgt. Die Bogen, welche eine Scheitelstärke von 30 cm besitzen, sind nach den 2,55 m breiten Widerlagen hin verstärkt und innen durch Korblinien aus drei Mittelpunkten begrenzt. Die 5 Lehrbogen der 4 m breiten Brücke bestanden aus Rundhölzern und waren die Bogenlaibungen mit 3 cm starken, die Stirnen mit 2,3 cm starken Bohlen verschalt. Der aus 3 Teilen Sand und 1 Teil Cement bestehende Mörtel wurde behufs Herstellung der Bogen in Bahnen von 1 m Breite zu beiden Seiten der Widerlager gleichzeitig 12 bis 15 cm stark auf der Schalung ausgebreitet und in diese Mörtelschichte zunächst eine Lage plattenförmiger, 15 bis 20 cm hoher Kalksteine normal zur Bogenlaibung eingedrückt. Hierauf wurde eine zweite Mörtelschichte und eine Lage kleinerer Kalksteine gebracht und überall eine völlige Umschliefsung der Kalksteine mit Mörtel bewirkt u. s. f. Durch Belegen der Schalung mit Makulaturpapier wurde ein Durchfliefsen des Mörtelwassers durch die Bretterfugen verhindert und durch dessen Ansammlung und spätere Erhärtung eine glatte Gewölbelaibung erzeugt. Die hiernach chaussierte, acht Tage nach Vollendung der Bogen ausgerüstete und einige Tage später dem Verkehr übergebene Brücke zeigte hierbei weder Senkungen noch Risse.

[55]) Vergl. u. a. Zeitschr. f. Bauw. 1856, S. 124.

[56]) Vergl. Deutsche Bauz. 1881, S. 208.

[57]) A. a. O. 1877, S. 259.

Als ein Vorzug dieser Bauweise ist deren Billigkeit und die Möglichkeit rascher Ausführung hervorzuheben, da nach der unten angegebenen Quelle die zuvor erwähnte Brücke nach specieller Berechnung zu 700 M. von 14 Arbeitern in 11 Tagen hergestellt worden ist.

Unter den Gewölben aus zuvor bereitetem Cementbeton sind die von der Portland-Cementfabrik W. Feege & Gotthardt zu Offenbach am Main hergestellten Probebogen und die mit ihnen angestellten Versuche zu erwähnen, über deren Ergebnisse auf S. 128 bereits Näheres mitgeteilt ist.

e. Gewölbe aus gemischtem Mauerwerk. Um die Gewölbe gegen die Einflüsse der Witterung zu schützen oder um ihnen ein besseres Ansehen zu geben, oder aus beiden Gründen zugleich werden Backstein- oder Bruchsteingewölbe an den beiden Stirnen oder an diesen und an den Laibungen mit Hausteinen verblendet. Um eine dauerhafte Verbindung der Verblendsteine mit dem übrigen Mauerwerk zu erzielen, ist besonders in den Laibungen ein genügend eingreifender Verband und ein gut bindender Mörtel anzuwenden. Bei Gewölben aus Bruchsteinen, besonders aber aus Backsteinen ist die Dicke der Verblendsteine so zu wählen, dafs sie ein Vielfaches der Dicke der Bruch- oder Backsteinschichten vermehrt um die Stärken der Mörtelfugen bildet, welche durchschnittlich im ersten und zweiten Falle zu bezw. 1,5 cm und 1 cm angenommen werden können. Bei Anwendung des gemischten Gewölbmauerwerks, wobei sich der Druck in den Hausteinen anders als in dem übrigen Mauerwerk überträgt, stellt man die ganze Kämpferschichte aus Quadern her und schaltet behufs gleichmäfsigerer Druckverteilung im Gewölbe mindestens an dem Scheitel eine durchgehende Binderschichte aus Hausteinen ein. Um die Pressung am Scheitel und am Anfang des Gewölbes auch hier von den Kanten nach dem Innern der Lagerfugen dieser Hausteine zu lenken, empfiehlt sich die Anordnung je zweier Hausteinschichten an den Enden der beiden Bogenschenkel, welche nach den Anfängern und dem Schlufsstein hin mit Druckschlägen versehen werden, nach den Bogenschenkeln hin dagegen ebene Lagerflächen und auf 1,5 bis 2,5 cm ausgetiefte Fugen erhalten.

3. Die Hintermauerung und Abdeckung der Gewölbe. Sind die Gewölbe ausgeführt, so erhalten dieselben meist die zur Vermeidung einer örtlichen Hebung und seitlichen Verschiebung des Gewölbes erforderliche Über- bezw. Hintermauerung, welche eine ebene oder eine etwas konkave Oberfläche und behufs Ableitung des Sickerwassers eine mit dem Pfeilverhältnisse der Gewölbe abnehmende Neigung von $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{5}$ erhält, übrigens sich tangential an den Rücken des Gewölbes anschliefst. Während die Übermauerung bei denjenigen Gewölben, worin sich die Stützlinie der äufseren Wölblinie nähert, also da, wo die sog. Bruchfuge entsteht — wie bei den meisten halbkreisförmigen Gewölben — eine Öffnung jener Fuge verhindern soll, hat die Hintermauerung einen Teil des Seitendrucks des Gewölbes aufzunehmen und auf den Pfeilerkörper zu übertragen. Bei fliegenden Bogen und bei flachen Gewölben, deren Rückenfläche die zur Ableitung des Wassers erforderliche Neigung nicht überschreitet und da, wo in den Bogenzwickeln Quergewölbe angewendet, also die Gewölbeschenkel unter sich verspannt und gegen Bewegungen geschützt sind, bleibt die Hintermauerung weg.[58]) Dieselbe wird meist in wagrechten Schichten gemauert, welche gegen das Gewölbe hin mehr oder minder spitz auslaufen.

Die zum Schutze der Gewölbe gegen Auflösung und Erweichung des Mörtels dienende Abdeckung dieser und der Hintermauerung besteht in den gewöhnlichen Fällen aus einer 2 bis 3 cm starken Cementschicht oder besser in einer in Cement gelegten

[58]) z. B. an dem Viadukt über die Marne bei Nogent.



einfachen oder doppelten Ziegelplattschichte mit versetzten Fugen, die man zuweilen noch mit einer schwachen Cementschichte überzieht. Da der Cement durch die Verkehrsstöſse leicht Risse bekommt, so wird die Cement- oder die Ziegelplattschicht häufig noch mit einer zähen, etwas nachgiebigen Asphaltschicht von 1 bis 1,5 cm Stärke überzogen oder, weil auch diese nicht immer frei von Rissen bleibt, durch eine Abdeckung mit Asphaltfilz oder Asphaltpappe, deren Fugen man mit Asphalt verwahrt, ersetzt. Die von Büsscher und Hoffmann in Bahnhof Eberswalde u. a. an zahlreiche Behörden und Bahnverwaltungen gelieferten Asphalt-Filzplatten erhalten bei 81 cm Breite beliebige Längen und werden über dem Gewölberücken so in Verband gelegt, daſs sie sich an den vier Kanten gegenseitig überdecken.[59]) Als die vergleichsweise solideste, aber kostspieligste Abdeckung von Gewölben, u. a. der Backsteingewölbe der in der Linie Lahnstein-Güls erbauten Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Coblenz, ist diejenige mit 2 bis 3 mm starken Bleiplatten zu betrachten, welche an den Rändern verlötet werden und so eine zusammenhängende Schutzdecke bilden.

§ 24. Die Entwässerungsanlagen. Die Entwässerungsanlagen der Brücken bezwecken entweder eine unmittelbare Entfernung des Wassers von der festen Brückenbahn der Straſsenbrücken oder eine Abführung des in den wasserdurchlässigen Oberbau der Eisenbahnbrücken eingedrungenen Wassers von den Rücken ihrer Gewölbe und des in die Zwischenkonstruktion bis zu dem Gewölberücken eingedrungenen Sickerwassers beider Brückenarten. Als Hauptgrundsatz bei jeder Entwässerungsanlage gilt rasche Ableitung des Wassers auf dem sichersten Wege.

1. Die Entwässerung der Straſsenbrückenbahn. Die Entwässerung erfolgt entweder

a. hinter die Widerlager mit Hilfe von Kiesschüttungen oder Steinpackungen;
b. nach den Stirnen, s. die Entwässerung der Nydeckbrücke über die Aar bei Bern, T. IX, F. 21, wobei aber auf thonigen Steinarten schädliche Moose und Flechten erzeugt werden und das Aussehen der Brücke geschädigt wird, wenn die Entwässerung nicht durch weit ausladende Röhreneinsätze stattfindet, oder
c. durch die Scheitel oder Anfänge der Gewölbe, ohne oder besser mit Anwendung von guſseisernen oder thönernen Abfallröhren, welche mit den Einläufen der Gossen in Verbindung stehen, T. IX, F. 18, oder — auf wenig empfehlenswertem Umwege —
d. nach den Zwischengewölben, s. die Entwässerung der Nydeckbrücke über die Aar bei Bern, T. IX, F. 22, ebenfalls ohne oder besser mit Anwendung guſseiserner oder thönerner Abfallröhren.

Die Entwässerung hinter die Widerlager, welche bei Straſsenbrücken mit einer Öffnung ausreicht und bei Brücken mit mehreren Öffnungen mindestens bei den beiden Endöffnungen Anwendung findet, erscheint meist als die einfachste und deshalb billigste; auf mehrere Öffnungen dagegen läſst sie sich nur dann anwenden, wenn der Abdeckung der Gewölbe noch ein genügendes Gefälle gegeben werden kann.

Die Entwässerung durch die Gewölbscheitel erfordert die kürzesten Kanäle oder Abzugsröhren, ist aber bei Unterführung von Straſsen mit lebhaftem Verkehr überhaupt

---

[59]) Vergl. hierüber auch Kap. III, § 28 und ferner: Abdeckung und Entwässerung gröſserer gewölbter Brücken. Zeitschr. f. Bauw. 1865, S. 299. — Erfahrungen bezüglich der Abdeckung der Gewölbe der Charing-Cross Eisenbahnbrücke (London). Mech. Magazin. 1871. Mai, S. 313. — Osthoff. Mittel zur wasserdichten Abdeckung der Brückengewölbe. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1877, S. 175. — Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 9. Supplementbd. S. 87.



nicht zu gestatten und läſst bei groſsen Stromöffnungen und geringen Überschüttungen auch nur geringe Gefälle zu. In diesen Fällen ist daher die Entwässerung durch die Gewölbschenkel vorzuziehen, obwohl sie etwas längere Kanäle oder Abzugsröhren erfordert.

2. **Die Entwässerung des Oberbaus der Eisenbahnbrücken.** Sie erfolgt über deren Gewölberücken entweder

a. hinter die Widerlager mit Hilfe von Steinpackungen oder dergl.;
b. nach den Stirnen;
c. durch die Gewölbe und zwar entweder
  α. in den Gewölbscheiteln, wie bei der Brücke über die Mosel bei Conz, s. T. IX, F. 17, 19 u. 23,
  β. zunächst der Gewölbanfänge, wie bei der Flutbrücke an der Ruhr, s. T. IX, F. 20 u. 24, oder — auf nicht empfehlenswertem Umwege —
d. nach den Zwischengewölben mit Anwendung von Röhreneinsätzen;
e. durch die Mittelpfeiler mittels senkrechter, unten seitwärts abgezweigter Abzugskanäle oder Abzugsröhren, s. T. IX, F. 32, 33, 34.

Die Entwässerung hinter die Widerlager erscheint für Eisenbahnbrücken besonders vorteilhaft, da das durch den Oberbau eingedrungene Wasser auf diese Weise am einfachsten und billigsten abgeleitet werden kann und zwar gilt dies auch für Brücken mit zwei oder drei nicht zu groſsen Öffnungen, wenn die Abdeckung der Gewölbe noch ein hinreichendes Gefäll erhalten kann.

Die Entwässerung durch die Gewölbscheitel erfordert eine nach denselben abfallende, also kostspielige Übermauerung der Haupt- oder Zwischengewölbe, weshalb eine Entwässerung von Eisenbahnbrücken durch die Gewölbschenkel, mit den durch einen etwa zu unterführenden Verkehr gebotenen Rücksichten (s. S. 190 unten), in der Regel den Vorzug verdient. Die Entwässerung durch die Mittelpfeiler schlieſst sich zwar der sattelförmigen Übermauerung der Gewölbe gut an, beseitigt auch das Wasser ohne äuſsere Schädigung des Bauwerks und Belästigung des Verkehrs, besitzt jedoch den Nachteil gröſserer Unzugänglichkeit bei vorkommenden Reinigungen oder Reparaturen, namentlich dann, wenn die Umstände nicht gestatten, den Entwässerungsschächten einen ziemlich groſsen Querschnitt zu geben.[60])

3. **Die Entwässerung der Zwischengewölbe von Straſsen- oder Eisenbahnbrücken** über den Zwischenpfeilern erfolgt entweder

a. hinter die Widerlager mit Hilfe von Kiesschüttungen und Steinpackungen;
b. nach den Stirnen und zwar entweder
  α. mittels flacher geneigter Rinnen, T. VIII, F. 27, oder
  β. durch Verdunstung, beides mittels geeigneter rechteckiger oder runder Stirnöffnungen oder
c. durch die Gewölbe zunächst ihrer Anfänger, T. VIII, F. 35, oder
d. durch die Pfeiler mittels senkrechter, unten seitwärts abgezweigter Abzugskanäle oder Abzugsröhren, T. VII, F. 40 u. T. IX, F. 32, 34.

Die zuletzt angeführten Entwässerungsarten verstoſsen gegen den Grundsatz der Ableitung des Wassers auf dem sichersten Wege und sind daher möglichst zu vermeiden. Wo sie nicht umgangen werden können, sind ihre besonderen Anordnungen aus den unter 1 und 2 aufgestellten Gesichtspunkten zu treffen.

---

[60]) Man vergleiche hierzu die Mitteilungen der k. Eisenbahn-Direktion Berlin am vorstehend bezeichneten Orte, S. 83.



4. Die Entwässerungsröhren. Die erwähnten Abfallrohre bestehen entweder nur aus einem cylindrischen oder besser, damit die im Winter gebildeten Eiszapfen bei eintretendem Tauwetter von selbst herausfallen, umgekehrt konischen, oben mit einem tellerförmigen Rande versehenen gufseisernen Rohre, wie das Entwässerungsrohr der Siegbrücke, s. T. IX, F. 25, in welches entweder eine gufseiserne Seihe, s. T. IX, F. 26 bis 29, eingelegt oder über welches eine gufseiserne, mit Löchern versehene Wasserhaube von der Form einer Halbkugel, F. 19, oder einer Trommel, wie bei der Wasserhaube und dem Einlauf der Erftbrücke, F. 30, 31, gestülpt wird.

Mit besonderer Sorgfalt ist der Anschlufs der die Schutzdecke der Gewölbe bildenden Cement- oder Asphaltschicht an die Abfallröhren herzustellen, damit Erschütterungen und Temperaturänderungen daselbst keine Risse veranlassen, durch welche das Wasser in die Gewölbe sickern kann. Man läfst daher jene Schichten etwas über den Tellerrand hinweggreifen und schützt überdies die Einlauföffnung vor Ausspülung und Verschlammung durch einen mäfsigen Steinwurf.

Über die Einsteigeschächte, mittels welcher die Zwischengewölbe u. s. w. zugänglich gemacht werden, vergleiche man § 20, S. 175 und § 22, S. 183.

§ 25. Die Pfeiler. Die Höhen und Dicken der Pfeiler gewölbter Brücken und die hieraus abgeleiteten Schlankheitsverhältnisse wechseln nach dem angewandten Steinmaterial und Mörtel sowie nach der Bestimmung des Bauwerkes hinsichtlich der Überführung einer Strafse oder Eisenbahn über einen Strom mit niedrigen Ufern oder über ein mehr oder minder tief eingeschnittenes Thal. Die Pfeiler der Strombrücken, welche eine verhältnismäfsig geringe Höhe besitzen, haben meist dem Drucke weitgesprengter und flacher Gewölbe, sowie dem Stofse abgehender Eismassen zu widerstehen und erhalten deswegen meist gröfsere Verhältnisse $\frac{z}{l}$ und $\frac{e}{l}$ der Dicke z ihrer Zwischenpfeiler und Dicke e ihrer Endpfeiler zu ihren Spannweiten l, wovon nachfolgende Tabelle eine Übersicht giebt.

Strombrücken mit den relativ kleinsten Pfeilerdicken.

Bezeichnung der Brücken.	$\frac{z}{l}$	z	$\frac{e}{l}$	e	l
1. Jenabrücke über die Seine in Paris	0,107	3,00	0,346	9,75	28,00
2. Brücke über die Seine bei Neuilly	0,108	4,22	0,252	9,83	38,98
3. Brücke über den Neckar bei Ladenburg	0,111	3,00	0,250	12,00	27,00
4. Brücke über den Loing bei Nemours	0,120	1,95	0,300	4,87	16,24
5. Brücke über die Oise bei St. Maxence	0,124	2,92	0,250	5,85	23,39
6. Brücke über den Po bei Valencia	0,136	3,00	—	—	22,00
7. Brücke über den Techt bei Ingersheim	0,142	2,60	0,357	6,50	18,19
8. Brücke über die Oise in Compiegne	0,166	3,90	0,250	5,85	23,39
9. Blackfriarsbrücke über die Themse in London	0,179	5,36	0,402	12,02	29,89
10. Brücke über die Loire in Orleans	0,180	5,85	0,220	7,15	32,48

Hieraus folgt, dafs die Dicken von Endpfeilern von nahe $\frac{1}{4}$ der Spannweite und von Zwischenpfeilern von nahe $\frac{1}{10}$ der Spannweite zu den geringsten gehören, während sie andererseits, insbesondere bei älteren Brücken, bis bezw. zu $\frac{4}{10}$ und $\frac{1}{3}$ und mehr sich steigern.

Die Zwischenpfeiler der Thalbrücken, welche eine bedeutendere Höhe besitzen, haben meist dem Drucke kurzgesprengter hoher Gewölbe und, wo sie im Trocknen stehen, dem Stofse des Treibeises nicht zu widerstehen, erhalten daher meist kleinere

Verhältnisse $\frac{z}{h}$ der Dicke z zu den Höhen h ihrer Pfeiler als die Strombrücken, wovon nachfolgende Tabelle eine Übersicht giebt.

Einstöckige Viadukte mit den schlanksten Pfeilern.

Bezeichnung der Viadukte.	h	z	$\frac{z}{h}$
1. Lockwood-Viadukt	31,50	1,37	$\frac{1}{23}$
2. Mirville-Viadukt	26,00	1,55	$\frac{1}{16,8}$
3. Dean-Viadukt	25,61	1,52	$\frac{1}{16,8}$
4. Folkestone-Viadukt	25,60	1,80	$\frac{1}{14,2}$
5. Walwyn-Viadukt	23,00	1,65	$\frac{1}{13,9}$
6. Fure-Viadukt	35,80	2,75	$\frac{1}{13}$
7. Mouse-Viadukt	29,28	2,59	$\frac{1}{11,3}$
8. Tweed-Viadukt	26,00	2,59	$\frac{1}{10}$
9. Sarlon-Viadukt	20,00	2,00	$\frac{1}{10}$
10. Canella-Viadukt	24,80	2,70	$\frac{1}{9,2}$
11. Stockport-Viadukt	20,10	3,04	$\frac{1}{6,6}$
12. Görlitz-Viadukt	21,30	3,77	$\frac{1}{5,6}$

Hieraus folgt, dafs Pfeilerdicken von $\frac{1}{23}$ ihrer Höhen zu den geringsten gehören, während sie andererseits, selbst bei neueren Viaduktbauten, sich bis zu $\frac{1}{6}$ und darüber steigern. Eine empirische Formel zur Bestimmung der Pfeilerdicken ist bereits auf S. 164 mitgeteilt.

Die Breite sowohl der End- als auch der Zwischenpfeiler, welche von der Breite der zu überführenden Verkehrslinie abhängt, wird aus ökonomischen Gründen so gering als möglich angenommen. Für eingleisige Brücken hält Köstlin[61]) oben eine Breite von 2,5 m zur Auflagerung des Oberbaus für genügend, welche bei Pfeilern von zunehmender Höhe nach unten hin allmählich oder absatzweise zu verstärken ist. Die Endpfeiler sollen in diesem Falle Flügel überhaupt nicht erhalten, sondern nur soviel verlängert werden, dafs sich die Böschungskegel beiderseits anschliefsen und so gleichzeitig den Seitendruck der Erde aufheben können. Bei niedrigeren Dämmen sollen diese Endpfeiler massiv ausgeführt, bei höheren Dämmen durchbrochen werden, was einer Fortführung der Bogenstellung entspricht.

1. Die Endpfeiler oder Widerlagpfeiler. Da die Abmessungen der Endpfeiler der Brücken wesentlich von deren Höhe und der Gröfse des auf sie ausgeübten Gewölbedrucks, also wesentlich auch von deren Spannweite und der Form ihrer Gewölbe abhängen, so gestalten sich die Endpfeiler der Strombrücken meist niedriger und massiver, diejenigen der Thalbrücken meist höher und schlanker, wobei dieselben überdies etwas verschieden konstruiert werden. Wir unterscheiden daher die Endpfeiler der Flachbrücken, deren Verhältnis $\frac{h}{l}$ der lichten Höhe h ihrer Öffnungen von dem obersten Fundamentabsatz bis zum Scheitel zu deren Spannweite l kleiner als 1, und die Endpfeiler der Hochbrücken, bei welchen das Verhältnis $\frac{h}{l}$ gröfser als 1 ist.

---

[61]) Vergl. dessen Neue Objekts-Typen für ökonomische Bahnen. Zeitschr. d. österr. Arch.- u. Ing.-Ver. 1875, Sp. 249.

a. **Die Endpfeiler der Strombrücken.** Die Endpfeiler dieser Brücken bilden entweder massive, gegliederte oder gewölbte Widerlager.

α. Massive Widerlager, welche die Gestalt eines prismatischen Mauerkörpers mit rechteckigem oder trapezförmigem Querschnitt mit anlaufender oder treppenförmiger Rückseite haben und vorzugsweise in Deutschland Anwendung finden, erhalten teils nur wagrecht durchlaufende Mauerschichten, teils wagrechte, durch treppenförmig eingeschaltete Vertikalbinder verbundene Mauerschichten, sog. Ankergemäuer, oder wagrechte Mauerschichten, durch welche sich das Gewölbe förmlich fortsetzt, s. T. VII, F. 1 u. 2.

Die Oberfläche der massiven Widerlager erhält, der notwendigen Abwässerung wegen, stets eine Neigung, welche sich tangential an den mittleren Teil des Gewölbes anschliefst und durchschnittlich $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{4}$ beträgt.

β. Gegliederte Widerlager, welche entweder aus schwächeren, durch Strebepfeiler verstärkten Laibungsmauern oder aus prismatischen, von Hohlräumen durchsetzten Mauerkörpern, s. T. VIII, F. 2 u. 35, bestehen und vorzugsweise in England Anwendung finden, erhalten im ersten Falle eine schwächere Laibungsmauer, während die Strebepfeiler meist noch mit Anlauf versehen und an der Basis, nicht selten auch am Kopfe durch Quergewölbe gegenseitig verspannt sind. Die Gewölbe, welche in umgekehrter Lage den Fufs der Strebepfeiler verbinden und weit ausladende Fundamentabsätze bilden, vermehren durch Herstellung eines breiten geschlossenen Fundamentes, die Gewölbe, welche den Kopf der Strebepfeiler verbinden, durch Aufnahme eines lotrecht wirkenden Erddruckes, die Stabilität der Widerlager. Die gegliederten Widerlager erfordern weniger Material, aber relativ höheren Arbeitslohn als die massiven und sind daher in allen den Fällen vorzuziehen, wo unter übrigens gleichen Umständen jene Ersparnis an Material die Erhöhung des Arbeitslohnes übersteigt. Sie empfehlen sich ferner überall da, wo nicht allzu hohe Überschüttungen vorhanden sind, deren Material einer Erweichung und seitlichen Ausweichung fähig ist und dann die Strebepfeiler auseinander drücken, also die Laibungsmauern zerreifsen kann.

Ist die Stärke ω eines massiven Widerlagers mit rechteckigem Querschnitt bekannt, so ist, wenn mit b die Dicke der Laibungsmauer, mit a die Dicke, mit e der lichte Abstand der Strebepfeiler bezeichnet und, der Kürze halber, $\frac{a+e}{a} = \alpha$ gesetzt wird, der Vorsprung des Pfeilers eines gegliederten Widerlagers mit durchgehender Basis

$$z = -ab + \sqrt{\alpha(\omega^2 - b^2) + \alpha^2 b^2}\,.$$

Wird hierin $a = 0{,}6$ bis $0{,}9$ m, $e = 1{,}15$ bis $1{,}75$ m, $\alpha = \frac{1{,}85}{0{,}6}$ bis $\frac{2{,}65}{0{,}9}$, rund $= 3$ und im Mittel $b = 0{,}6$ m gesetzt, so erhält man für

die Höhe $h = 3{,}0$	und die Dicke	$\omega = 1{,}0$	den Vorsprung	$z = 0{,}30$ m
„ „ $h = 4{,}5$	„ „ „	$\omega = 1{,}5$	„ „	$z = 0{,}62$ „
„ „ $h = 6{,}0$	„ „ „	$\omega = 2{,}0$	„ „	$z = 0{,}92$ „
„ „ $h = 7{,}5$	„ „ „	$\omega = 2{,}5$	„ „	$z = 1{,}22$ „
„ „ $h = 9{,}0$	„ „ „	$\omega = 3{,}0$	„ „	$z = 1{,}51$ „
„ „ $h = 10{,}5$	„ „ „	$\omega = 3{,}5$	„ „	$z = 1{,}80$ „
„ „ $h = 12{,}0$	„ „ „	$\omega = 4{,}0$	„ „	$z = 2{,}09$ „
„ „ $h = 13{,}5$	„ „ „	$\omega = 4{,}5$	„ „	$z = 2{,}38$ „
„ „ $h = 15{,}0$	„ „ „	$\omega = 5{,}0$	„ „	$z = 2{,}67$ „ .

Hieraus ergiebt sich, unter obigen Voraussetzungen, die praktische Regel: für $\omega = 1$ m, $z = 0{,}3$ anzunehmen und für je $0{,}5$ m Zunahme von ω die Strebepfeiler um je $0{,}3$ m

mehr vorspringen zu lassen. Setzt man, um die Ersparnis an dem Mauerwerk dieser gegliederten Widerlager gegenüber demjenigen der gleich stabilen, massiven annähernd zu ermitteln $a = 0{,}75$ m, also $a + e = 3 . 0{,}75 = 2{,}25$ m und erwägt, daſs die zugehörigen Kubikinhalte, bei gleichen Höhen, bezw. den Querschnittsflächen Q und $Q_{,}$ dieser Widerlager entsprechen, so ergiebt sich für $\omega = 1$, $Q = 1{,}7\, Q_{,}$ und für $\omega = 5$, $Q = 0{,}3 . Q_{,}$, woraus folgt, daſs die gegliederten Widerlager um so vorteilhafter anzuwenden, je höher sie sind.

γ. Gewölbte Widerlager, welche Fortsetzungen der Gewölbe bis zu deren Fundamenten bilden und entweder mit leichten Laibungsmauern oder nur mit gepflasterten Böschungen, s. T. X, F. 26, versehen werden, erscheinen besonders dann als die ökonomisch vorteilhaftesten, wenn sich ein hinreichend hoch liegender, fester Baugrund vorfindet. Im ersteren Falle dient die Laibungsmauer nur als Futtermauer und bedarf einer festen Verbindung mit dem Bogen nicht, im letzteren Falle wird der Fuſs des Bogens entweder nur als eine zur Mittellinie des Gewölbes normale, stark verbreiterte Fundamentplatte oder als ein im Erdkörper verstecktes Widerlager *(culée perdue)* behandelt, gegen oder in welches sich der Bogen stemmt und welches entweder ganz gemauert oder teilweise aus Beton gegossen sein kann, man vergleiche T. VI, F. 5, 8 u. 11. Die Abmessungen dieser sog. fliegenden Bogen selbst ergeben sich aus den in § 10 für die Gewölbe aufgestellten Formeln, während ihr Fuſs folgende, der Widerstandsfähigkeit des Baugrundes entsprechende Ausdehnung erhalten muſs. Bezeichnet nämlich T die Resultante des Gewölbedruckes an der Basis für 1 m Tiefe, r jene Widerstandsfähigkeit des qm und k die zur Druckrichtung von T normale Breite jenes Fuſses, so ist

$$k = \frac{T}{r} \text{ m},$$

worin r je nach der Festigkeit des Baugrundes zwischen 10000 und 100000 kg schwankt, also im Mittel zu 50000 kg für den qm angenommen werden kann, vergl. § 3, V.

b. **Die Endpfeiler der Thalbrücken.** Die Endpfeiler dieser zwischen mehr oder minder hohen und steilen Thalwänden oder künstlichen Böschungen angelegten Brücken sind im letzteren Falle ganz oder nahezu bis auf die Fundamentsohle der übrigen Pfeiler hinabgeführt oder sind im ersteren Falle, insbesondere bei festem Terrain, nur so tief unter der natürlichen Böschung angelegt, als dies die Dauer des Fundamentes auch in Bezug auf die Frosttiefe erfordert. Je nachdem diese Endpfeiler niedrig oder hoch anzulegen sind, erhalten dieselben dementsprechende Konstruktion.

α. Niedrige Endpfeiler werden teils massiv, teils gegliedert und im letzteren Falle mit Strebepfeilern, mit kaminartigen, rechteckigen Hohlräumen, s. T. VIII, F. 2 u. 4, oder mit zur Brückenachse senkrechten überwölbten oder überwölbten und unterwölbten Durchbrechungen, s. F. 24 u. 35, angelegt. Dieselben erhalten nicht selten treppenförmige Fundamentabsätze, welche mit der natürlichen Böschung ansteigen, s. F. 24 u. 35. Bei Anwendung von Strebepfeilern und Hohlräumen giebt man den Endpfeilern geschlossene Stirnwände, s. F. 1 u. 34, während sie bei Anwendung der erwähnten Gewölbe — je nachdem dieselben durchgehen oder nicht — durchbrochene (F. 24) oder geschlossene (F. 35 u. 41) Stirnwände erhalten. Im ersteren der beiden letztgenannten Fälle tritt an die Stelle hoher und starker Widerlager eine Fortsetzung der Bogenstellung, deren niedrigerer Endbogen sich gegen ein verhältnismäſsig niedriges und schwaches Widerlager stemmt, während die angeschütteten Böschungen sich durch die Endöffnung fortsetzen, s. F. 1. Gehen die erwähnten Gewölbe nicht durch, so bilden die Endpfeiler zugleich die Flügel, an welche sich die Böschungskegel anschlieſsen oder es werden zum Anschlusse der Kegelscheitel nur kurze Flügelansätze erforderlich.

β. Hohe Endpfeiler werden teils massiv ausgeführt und mit Flügeln verbunden, teils als Fortsetzungen der Bogenstellungen behandelt und mit einem fast durchweg im Boden steckenden, verhältnismäfsig schwachen Widerlager abgeschlossen. Im ersteren Falle bildet der Endpfeiler eine mehr oder minder über das natürliche oder angeschüttete Terrain hervorragendes, dem gleichzeitigen Drucke des letzten Gewölbes und des beiderseits hinterschütteten Bodens ausgesetztes Widerlager, im letzteren Falle eine wenig oder nicht über das umgebende Terrain hervorragende, dem gleichzeitigen Drucke des letzten Gewölbes und des beiderseits angeschütteten Bodens ausgesetzte Mauer, welche den aus diesen drei Kräften resultierenden Druck auf die tiefer liegenden festen Bodenschichten zu übertragen hat und wegen ihrer ungleich geringeren Masse den Vorzug der Billigkeit und bei zuverlässigem Boden der Thalwand nicht selten auch den der gröfseren Sicherheit besitzt. Bei Anwendung hoher massiver, mit Flügeln versehener Widerlager werden beide auf den Rückseiten meist mit Absätzen versehen und die Flügel, um ein Auseinanderweichen derselben zu vermeiden, durch starke eiserne Queranker oder auch durch einfache oder mehrfache Quermauern verbunden.[62])

Über die äufsere Gestaltung der Endpfeiler vergleiche man Kap. VI, § 22.

2. Die Zwischenpfeiler. Die zwischen den Endpfeilern befindlichen Pfeiler sind entweder unter sich gleich und so stark, dafs sie nur dem gleichzeitigen Schube der beiden anstofsenden Gewölbe widerstehen können — welche ihrerseits einander gleich und ungleich, z. B. durch Eigengewicht einerseits, durch Eigengewicht und Verkehr andererseits, belastet oder nicht einander gleich und überdies ungleich belastet sein können — oder teilweise gleich und dann so stark, dafs ein Teil derselben nur dem gleichzeitigen Schube der beiden anstofsenden Gewölbe, der andere Teil derselben aber auch dem Schube je eines der beiden anstofsenden Gewölbe widerstehen kann. Um im Falle der Zerstörung einer Öffnung nicht das ganze Bauwerk dem Einsturz auszusetzen, ordnet man einzelne Pfeiler von der letztgenannten Beschaffenheit, die in § 20 bereits erwähnten und hinsichtlich ihrer zweckmäfsigsten Verteilung betrachteten Gruppenpfeiler, an, welche die Brücke in einige Bogengruppen zerlegen, die im Fall einer Zerstörung der Nachbargruppen für sich stabil sind. Am häufigsten und notwendigsten sind die Gruppenpfeiler bei den Hochbrücken, deren Pfeiler schlank, d. h. im Verhältnis zu ihrer Höhe minder stark sind. Die Zwischenpfeiler der Flachbrücken sind durchweg einstöckig, während diejenigen der Hochbrücken, durch ein oder mehrere Gewölbe unter sich verbunden, zwei und mehrstöckig vorkommen. Da die Flachbrücken meistens Strombrücken sind, deren Pfeiler dem Stofse des Treibeises zu widerstehen haben, so erfordern dieselben schon aus diesem Grunde eine vergleichsweise gröfsere Stärke ihrer Zwischenpfeiler als die Hochbrücken, deren Zwischenpfeiler wenigstens teilweise meistens im Trocknen stehen, vergl. S. 177. Wir unterscheiden daher die konstruktiv verschiedenen Zwischenpfeiler der Flach- und Hochbrücken.

a. Die Zwischenpfeiler der Strombrücken. Dieselben erhalten, um den Durchflufs des Wassers möglichst zu erleichtern, ein bis mindestens zur Hochwasserhöhe nach einem Halbkreis oder einer halben Ellipse abgerundetes, seltner nach einem Spitzbogen oder Winkel zugeschärftes Vorder- und Hinterhaupt (Vorkopf), welches meist mit einer kegelförmigen Kappe abgeschlossen wird. Die Stirnflächen der Zwischenpfeiler werden teils senkrecht, teils zur Vermehrung ihrer Stabilität mit $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{5}$ Anlauf und

[62]) Ein Beispiel dieser Konstruktion zeigt u. a. der Viadukt über das Rosenthal bei Friedberg (Main-Weser-Bahn). Vergl. Heinzerling. Brücken der Gegenwart. II. 2.

dann in den allermeisten Fällen eben, in einzelnen Fällen konvex oder konkav angelegt. Um Beschädigungen der Pfeiler durch Eisstofs vorzubeugen, werden die unteren, unter dem Hochwasserstande befindlichen Teile derselben, mindestens deren Vorder- und Hinterhaupt oder auch Vorderhaupt allein aus einem festeren Mauerwerk von hartgebrannten, in den besten hydraulischen Mörtel gelegten Backsteinen oder besser aus festen Quadern hergestellt und in der Mitte der Pfeilerköpfe überdies nicht selten mit einer eisernen Schiene verbunden und geschützt.

Der Steinverband der aus Quadern bestehenden Zwischenpfeiler von Strombrücken besteht entweder in abwechselnden Binder- und Läuferschichten, besser aus Schichten, worin Läufer und Binder abwechseln und worin die letzteren derart versetzt werden, dafs auch in lotrechter Richtung die Stofsfugen wechseln. Die Lagerfugen werden meist wagrecht, die Stofsfugen stets normal zur Stirnfläche, also bei den abgerundeten Vorköpfen central angeordnet und, um einen inneren Zusammenhang der Läufer und Binder zu erzielen, als ihn Reibung und Mörtel allein zu geben vermögen, wohl mit Haken bei den ersteren und dementsprechenden Hakeneingriffen bei den letzteren versehen. Hierzu kommt bei einzelnen, dem Eisstofs sehr ausgesetzten Pfeilern noch eine Verklammerung der einzelnen Schichtenquader und Verdübelung der einzelnen Quaderschichten. Bei geringeren Stärken wird der ganze Pfeiler aus Quadern, bei gröfseren Stärken der Pfeilerkern mit Hilfe des besten hydraulischen Mörtels aus Bruch- oder Backsteinen hergestellt. Oft sind es nur die den stärksten Angriffen ausgesetzten Vor- und Hinterhäupter, welche ganz mit Quadern verblendet werden, während man die Laibungen aus festen Bruchsteinen oder aus hartgebrannten Backsteinen aufführt.

b. Die Zwischenpfeiler der Thalbrücken. α. Die einstöckigen Zwischenpfeiler. Die im Trocknen stehenden, dem gleichzeitigen Seitendrucke der auf ihnen ruhenden Gewölbe — also höchstens der gröfsten, bei voller Belastung des einen und völliger Entlastung des anderen entstehenden Differenz derselben — ausgesetzten Zwischenpfeiler werden teils massiv mit rechteckigem Querschnitt und dann entweder ganz aus Quadern oder aus Backsteinen oder auch aus Back- oder Bruchsteinen, mit Kämpfern, Sockelkanten und Pfeilerkanten aus Quadern, teils gegliedert mit kaminartigen, zeitweise durch wagrechte Mauerschichten abgebundenen Hohlräumen, s. T. VIII, F. 2, in allen diesen Fällen jedoch mit horizontalen Lagerfugen hergestellt. Bei gröfseren Höhen und entsprechenden Stärken ordnet man bei Anwendung von Quadern in den einzelnen Schichten nur Binder oder Binder und Läufer gleichzeitig, bei Anwendung von Backsteinen einen sorgfältigen, mit gutem Mörtel hergestellten Verband an. Enthalten die Pfeiler Abzugskanäle für Sickerwasser, so werden dieselben, um den Pfeiler selbst trocken zu erhalten, mit 10 bis 12 cm weiten Röhren aus gebranntem Thon, Steingut oder Gufseisen ausgefüttert und an dem Einlaufe mit einem breiten Rande oder Teller versehen, über welchen eine mit nicht zu engen Löchern versehene, gufseiserne Seihe (Seigerkorb) gestülpt und — damit sich die Löcher durch das feinere Füllmaterial nicht verstopfen können — mit einer Lage von Steinbrocken oder grobem Kies umgeben wird.

β. Die einstöckigen Gruppenpfeiler. Die einstöckigen Gruppenpfeiler, welche dem Drucke auch nur eines Gewölbes widerstehen sollen, werden meist aus zwei halben Zwischenpfeilern gebildet, zwischen welche ein an beiden Stirnen pilasterartig und zwar rechteckig, halbachteckig oder halbrund vorspringender Kern eingeschaltet wird. Liegen die Kämpfer der beiden anstofsenden Gewölbe in einer und derselben Höhe, so gestalten sich die Gruppenpfeiler symmetrisch, liegen jene Kämpfer in verschiedener Höhe, so schliefsen sich dieselben unsymmetrisch an jenen Pfeilerkern an, s. T. VIII, F. 1.

Im ersteren Falle lassen sich die Kämpfergesimse der Gewölbe um den Pfeilervorsprung herumführen, im letzteren Falle stofsen sie am einfachsten stumpf an denselben an. Die Vorsprünge dieses Pfeilerkerns werden teils massiv, teils hohl gemauert, enthalten im letzteren Falle bisweilen noch Wendeltreppen, welche zur Verbindung der Thalsohle mit dem Bahnplanum dienen, und endigen oben in Nischen, welche dem Brückenpersonal und den Fufsgängern von der Bahn zurückzutreten gestatten und bisweilen des Schutzes gegen Regen halber noch überdacht werden.

Auch die Gruppenpfeiler werden teils massiv gemauert, teils mit kaminartigen, in Abständen von je 2 bis 3 m durch wagrechte Steinschichten abgebundenen Hohlräumen, s. T. VIII, F. 2 u. 6, versehen, wobei dasselbe Material und der übliche Verband wie bei den Zwischenpfeilern angewendet wird. Meist werden auch hier nur die Haupt- und Kämpfergesimse sowie die Sockelkanten aus Quadern, die übrigen Teile aus Backsteinen oder aus hammergerichteten Bruchsteinen hergestellt.

γ. Die mehrstöckigen Zwischenpfeiler. Die zwei- und mehrstöckigen Zwischenpfeiler unterscheiden sich von den einstöckigen hauptsächlich durch die Konstruktionen, welche durch die Anschlüsse einer zweiten oder mehrfachen Bogenstellung erforderlich werden und in je zwei Kämpferreihen bestehen, zu welchen noch kräftige, zum Abschlufs der Bogenstellungen (s. T. VIII, F. 46) dienende Gesimse (s. F. 34) hinzutreten. Bei kleineren Dicken erhalten diese Zwischenpfeiler glatte Stirnen, s. F. 46, während sie bei gröfseren Dicken mit pilasterartigen Vorsprüngen, s. F. 24 u. 25, versehen werden. Um die Etagengewölbe begehen und besichtigen oder unterhalten zu können, werden die Zwischenpfeiler meist in der Mitte ihrer Laibungen von entweder gerade überdeckten (F. 28 u. 29), oder überwölbten Öffnungen (F. 45) durchsetzt, deren Breite 1 bis 3, also im Mittel 2 m und deren Höhe 1,5 bis 5, also im Mittel nahe 3 m beträgt. Die Stirn- und Laibungsflächen der Zwischenpfeiler werden teils lotrecht, teils geneigt, s. F. 48, angelegt, im ersteren Fall oft von Etage zu Etage etwas zurückgesetzt, im letzteren Fall oft nur in den Stirnflächen mit Anlauf versehen.

δ. Die mehrstöckigen Gruppenpfeiler. Auch die zwei- und mehrstöckigen Gruppenpfeiler unterscheiden sich von den einstöckigen durch die erforderlichen Anschlüsse einer zweiten oder mehrfachen Bogenstellung und werden wie diese aus je zwei halben Zwischenpfeilern gebildet, zwischen welche ein an beiden Stirnen pilasterartig und zwar rechteckig, halbachteckig oder halbrund vorspringender Kern eingeschaltet wird, siehe T. VIII, F. 24, 25 u. 44, 46. Die Behandlung der Haupt- (Bogen-) und Etagengesimse ist derjenigen bei den Zwischenpfeilern ähnlich, dagegen gestatten die Gruppenpfeiler meist eine tiefere Nischenbildung zu beiden Seiten der Brückenbahn. Die Stirn- und Laibungsflächen der Gruppenpfeiler werden ebenfalls teils lotrecht (F. 28), teils geneigt (F. 44, 46 u. 47) angelegt und im ersteren Falle von Etage zu Etage etwas zurückgesetzt, im letzteren Fall oft nur in den Stirnflächen mit Anlauf versehen.

Der Steinverband der Zwischenpfeiler von Thalbrücken ist, soweit Vorköpfe erforderlich sind, demjenigen der Strompfeiler ähnlich, wo solche fehlen, darin abweichend, dafs meist nur Sockel- und Pfeilerkanten aus Quadern, die übrigen Teile aus Schichtensteinen, Backsteinen oder Bruchsteinen hergestellt sind.

Um hierbei einen möglichst festen Verband und eine gleichmäfsigere Verteilung des Druckes herbeizuführen, sowie ein ungleichmäfsiges Setzen des Mauerwerks und die Fortpflanzung von Erschütterungen zu vermeiden, empfiehlt sich die Einschaltung von massiven Binderschichten in lotrechten Abständen von je 1 bis 5 m, also im Mittel von je 3 m. Je stärker die Pfeiler sind und je besser die Qualität des Backstein- oder

Bruchsteinmauerwerks ist, desto gröfser können jene lotrechten Abstände angeordnet werden und umgekehrt. So wurde bei den aus guten Bruchsteinen hergestellten 1,5 m starken Zwischenpfeilern des Rosenthal-Viaduktes bei Friedberg je eine Binderschichte in einem Abstande von bezw. 3,25 m und 4 m von der Sockelschichte und der Gesimsschichte angeordnet. Mit Vorteil lassen sich die Gesimsschichten und die Kämpferschichten zugleich als Binderschichten benutzen. Bei Zwischenpfeilern unter 1,5 m Stärke und geeignetem Steinmaterial lassen sich diese Schichten zweckmäfsig aus Durchbindern, bei solchen zwischen 1,5 und 3 m Stärke aus zwei- und mehrteiligen Bindern mit versetzten Fugen herstellen, welche an ihren Stöfsen wohl noch verklammert werden. Bei Zwischenpfeilern über 3 m Stärke ordnet man nur einen starken Läufer- und Binderverband an und füllt die zwischen den nötigenfalls unter sich verklammerten Läufern und Bindern verbleibenden Felder mit Backstein- oder Bruchsteinmauerwerk aus. Was die von der Gröfse der zu versetzenden Steine, von der Beschaffenheit des Mörtels, von der Bearbeitung der Lagerflächen, sowie von dem mehr oder minder guten Aussehen des Mauerwerks abhängige Fugenweite betrifft, so lassen zu enge Fugen ein zu rasches Austrocknen und schlechtes Binden, zu weite Fugen ein zu starkes Setzen und eine zu ungleichmäfsige Übertragung des Druckes von Schichte zu Schichte befürchten. Die Fugenweite schwankt zwischen 0,5 und 2,5 cm und empfiehlt sich bei leicht von Hand oder mit Krahnvorrichtungen zu versetzenden Werkstücken zu 1 cm, bei schwereren von Hand zu versetzenden Hausteinen zu 1,2 cm. Übrigens können alle Stofsfugen etwas schwächer als die Lagerfugen gehalten werden. Die von dem Druck und der Festigkeit des Materials, sowie von dem äufseren Ansehen abhängigen Schichtenhöhen der Pfeiler bewegen sich bei Hausteinen meist zwischen 25 und 75 cm, bei Bruchsteinen zwischen 15 und 25 cm; bei höheren Bauwerken läfst man dieselben nicht selten von unten nach oben hin allmählich abnehmen.

Über die äufsere Gestaltung der Pfeiler vergleiche man Kap. VI, § 17 u. 18 (Mittelpfeiler), § 19 (Vorköpfe), § 20 (Pfeileraufsätze) und § 23 (Gruppenpfeiler und Widerlagspfeiler).

§ 26. Die Flügel. Die Flügel der Strom- und Thalbrücken liegen entweder ganz oder annähernd parallel zur Brückenachse, werden mit Schüttmaterial ausgefüllt und stützen die Böschungskegel, in welchen die Dammböschungen endigen, oder sie schliefsen einen gewissen Winkel mit der Brückenachse ein und grenzen die Dammböschungen ab. Die ersteren sind daher einem beiderseitigen, wenn auch ungleichen, die letzteren einem einseitigen Erddruck ausgesetzt und demgemäfs unter übrigens gleichen Umständen stärker zu nehmen.

a. Die Parallelflügel. Parallelflügel erhalten je nach der Lage des festen Baugrundes eine rechteckige, unten wagrecht begrenzte, oder eine parallel-trapezförmige, unten durch treppenförmige Absätze begrenzte Gestalt, s. T. VIII, F. 34 bezw. 24. Auf der Rückseite, wo sie den Druck der bis zum Planum hinterfüllten Erde und auf der Vorderseite, wo sie den Druck der viertelskegelförmigen Böschungsabschlüsse aufzunehmen haben, werden sie nach den früher (S. 164) gemachten Angaben angelegt. Werden aus ökonomischen und statischen Gründen je zwei Parallelflügel zu einem einzigen vereinigt[63]), welcher mit dem Endpfeiler einen T-förmigen oder rechteckigen Grundrifs bildet und

[63]) Vergl. Köstlin, A. Neue Objekts-Typen für ökonomische Bahnen. Zeitschr. d. österr. Arch.- u. Ing.-Ver. 1875, S. 249. — Köstlin'sche Widerlagsformen zu Brücken der schweizerischen Nationalbahn. Zeitschr. f. Baukunde. 1879, S. 39. — Rinecker. Über amerikanische Brückenwiderlager ohne Flügel. Daselbst 1879, S. 623.

den beiden Böschungskegeln zum Anschlufs und zur Stütze dient, so erfahren diese einfachen, im Dammkern befindlichen Flügel (Kernflügel) einen beiderseitigen, aber gleichen Erddruck, sind mithin am einfachsten und mit den geringsten Abmessungen herzustellen und bilden mit den Endpfeilern ein Ganzes, s. § 11.

Die Parallelflügel erfordern die gröfste Stärke am Fufse der Böschungskegel, wo deren freie Höhe am gröfsten ist und sind, abgesehen von ihrem Zusammenhange mit den Widerlagern, im ungünstigsten Falle als freistehende Futtermauern zu betrachten, welche bis zum Kopfe horizontal hinterschüttet und deren Hinterschüttungen durch Verkehr belastet sind. Die Enden der Flügel, an welchen sich die Drücke der Zwischenschüttung und der Böschungskegel teilweise aufheben, macht man, der notwendigen Unterstützung der Gesimse, Brüstungen und Trottoirs wegen, oben nicht schwächer als 0,75 bis 1 m und sichert die Verbindungsstelle der Widerlager und Flügel durch Verstärkung der Ecken mit Mauerwerk aus lagerhaften Steinen und gutem Mörtel so, dafs eine durch Bewegungen im Erdkörper veranlafste Lostrennung derselben nicht eintreten kann. Nötigenfalls verbindet man die Flügel an den Enden durch Verankerungsmauern, wie an dem Rosenthal-Viadukt bei Friedberg in der Main-Weser-Bahn, oder versieht sie daselbst aufsen mit Strebepfeilern, wie bei dem Thomas-Viadukt bei Washington, s. T. VIII, F. 9, 11, 12, 16. Die Flügelenden läfst man, um ein Bloslegen derselben bei geringfügigen Senkungen der Dammböschungen zu vermeiden, meist um 0,25 bis 0,5 m über die Spitze des Kegels hinaus in den prismatischen Teil der Böschung hineinragen. Um die Längen der Flügel abzukürzen, werden die Böschungen nicht selten steiler, als dies dem natürlichen Böschungswinkel entspricht, gemacht, alsdann mit Neigungen bis zu $\frac{1}{3}$ versehen und abgepflastert.

b. Die Winkelflügel. Die dem einseitigen Drucke der Böschungen widerstehenden Winkelflügel werden, wie Futtermauern, vorn entweder senkrecht oder mit $\frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{10}$ Anlauf und hinten entweder senkrecht oder häufiger mit Absätzen angelegt. Auch sie werden aus Schichtensteinen, aus Backsteinen oder aus Bruchsteinen, in der Regel in Verbindung mit Böschungsanfängern und Böschungsstücken oder mit Böschungsdeckplatten aus Haustein hergestellt.

Die Konstruktion der vorn senkrechten, aus Schichtensteinen bestehenden Flügel bietet keine Schwierigkeit. Sind die Stirnflächen derselben geneigt, so ist der Fugenschnitt des Flügels so anzuordnen, dafs an sämtlichen Schichtensteinen keine zu spitzen Flächenwinkel entstehen. Deshalb erhalten die Böschungsstücke unten, wo sie in die Böschung auslaufen, Abstumpfungen und oben Einschnitte, in welche die Abstumpfungen der nächst höheren Böschungsstücke passen. Sämtliche Lagerfugen werden wagrecht und die Stofsflächen senkrecht zur Flügelbasis angelegt.[64]) Bisweilen werden nur einzelne Böschungsstücke angewandt und die zwischen ihnen befindlichen Teile der Flügelböschung mit 0,75 bis 1,5 m langen, 0,5 bis 0,75 breiten und 12 bis 20 cm starken Deckplatten abgedeckt, welche mit jenen Böschungsstücken nicht selten durch je zwei eiserne Dübel verbunden werden. Der Sockel geneigter Flügel wird entweder geneigt oder senkrecht angenommen und im letzteren Falle oben mit einem Wasserschlag versehen. Wo in das Terrain eingeschnittene Wege oder Wasserläufe zu unterführen sind, erhalten die Winkelflügel meist eine solche Neigung zur Brückenachse, dafs die Böschungs-

[64]) Die ausführliche Konstruktion eines geböschten Winkelflügels s. u. a. Heinzerling. Die Brücken der Gegenwart, steinerne Brücken, Heft I, Frauenholz. Konstruktionslehre für Ingenieure, und R. Gercke. Steinschnitt der Böschungsflügel und schiefen Gewölbe, Hannover 1885.



anfänger noch auf den ebenen, gewachsenen oder künstlich planierten Boden zu stehen kommen.

c. Gebrochene Flügel. Um die Winkelflügel nicht bis zum Böschungsfuſse verlängern zu müssen, werden dieselben bisweilen derart geknickt ausgeführt, daſs sich unten kurze, zur Brückenachse parallele Mauern an dieselben anschlieſsen, vor welche sich der Böschungsfuſs in Form eines kleinen Böschungskegels legt, s. T. VII, F. 16. Besonders geeignet erscheint diese geknickte Form der Flügel da, wo die Böschung mit einem Bankett versehen ist, und der kleine Parallelflügel die Höhe dieses Banketts erhält. Die Flügelansätze bedürfen einer besonderen Verstärkung, damit sie bei einer Bewegung der Böschung nicht abreiſsen. Die Abdeckung beider Flügelteile erfolgt alsdann nach einer der unter a. und b. erörterten Methoden.

Litteratur.

Gerade Strom- und Thalbrücken.*)

Oppermann. Les quatre grands viaducts de Chaumont, Nogent, Göltzschthal, Elsterthal et l'aqueduc de Roquefavour. 1857.

Meyer, G. Über englische Elsenbahnbrücken. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1862.

Bolenius. Bau der Oker-Brücke bei Oker. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1866, S. 203.

Schwarzenberg-Brücke über den Wienfluſs in Wien (Kuhhörner). Allg. Bauz. 1870, S. 265.

Eisenbahnbrücke über die Lenne bei Lethmathe. Zeitschr. f. Bauw. 1871, S. 395.

Launhardt. Der Viadukt bei Lecker. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1872, S. 380.

Brücke über die Lober bei Delitzsch. Zeitschr. f. Bauw. 1872, S. 263.

Vergleiche von Gewölben und Pfeilern bei Brücken des In- und Auslandes. Deutsche Bauz. 1873.

Brücke über den Fluſs Ribble. Engng. 1876. Sept., S. 255.

Königsbrücke in Berlin (alte und neue). Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 562.

Der Moorswater-Viadukt (Cornwall-Eisenbahn). Engineer 1878. März, S. 151.

Steinerne Brücke über die Moldau in Prag. Engng. 1878. Mai, S. 359.

Steinerne Brücken Frankreichs in Zeichnungen und Modellen auf der Pariser Weltausstellung 1878. Nouv. ann. de la constr. 1878, S. 103; auch Technische Blätter. 1878, S. 133.

Melan, J. Tabellarische Zusammenstellung der neueren steinernen Brücken und Viadukte Frankreichs. Wochenschr. d. österr. Arch.- u. Ing.-Ver. 1879, S. 115.

Neuere steinerne Brücken und Viadukte in Frankreich. Wochenschr. d. österr. Arch.- u. Ing.-Ver. 1879, S. 115, auch Die Eisenbahn. 1879. Bd. 11, S. 96 und Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1879, S. 135.

Eisenbahnbrücke über den Bodefluſs bei Trebnitz. Deutsche Bauz. 1879, S. 274.

Gewölbte Straſsenbrücke über die Vienne bei Vouneuil. Nouv. ann. de la constr. 1879, S. 162.

Gewölbte Straſsenbrücke über den Kraai-Fluſs in Südafrika. Engng. 1879. Dec., S. 442.

Maidstone new bridge. Builder. 1879. Bd. 11. S. 891.

Steinerne Brücken. Baugewerkzeitung. 1880, S. 310.

Rheinbrücke in der Linie Oberlahnstein-Güls bei Koblenz (vier überwölbte Nebenöffnungen zu 25 m Lichtweite) Deutsche Bauz. 1870, S. 223.

Lehmann. Brücke über das Beisethal bei Station 1057 der Staatsbahn Berlin-Metz. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 452.

Lehmann. Brücke bei Station 1051 der Staatsbahn Berlin-Metz. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 452.

Über die gröſseren gewölbten Brücken der Eisenbahn Nordhausen-Wetzlar. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 242.

Liébaux. Neuere Brücken Frankreichs und ihre Fundierung. Ann. des ponts et chaussées. 1881. März, S. 323.

*) Man vergleiche auch das Verzeichnis am Schlusse des III. Kapitels, in welchem namentlich diejenigen Mitteilungen aufgeführt sind, welche sich nicht allein auf die Konstruktion, sondern auch auf die Ausführung der Bauwerke erstrecken.

Scholtz. Brücke über das Ilmthal bei Weimar. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1881, S. 425.

Stübben, J. Die Weserbrücke bei Fürstenberg. (Gewölbte Nebenöffnungen). Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1881, S. 173.

Viadukt zu Stourbridge (Great-Western-Bahn). Engineer 1882. Juli, S. 12.

Viadukte der Bahnstrecke Erbach-Eberbach (Hessische Odenwaldbahn). Zeitschr. f. Baukunde. 1882, S. 209.

Holborn-Viadukt in London. Zeitschr. f. Bauw. 1882, S. 203.

Viadukt von Chastellux. Ann. des ponts et chaussées. 1882. Juni, S. 5.

Steinerne Brücke von Montfleurs über den Mayenne. Nouv. ann. de la constr. 1882, S. 85.

Moselbrücke der Moselbahn bei Pfalzel. Zeitschr. f. Bauw. 1884, S. 146.

Strombrücken und Thalbrücken mit gekrümmter Achse.

Viadukt über die Roussa-Schlucht (Strafse Nizza-Mentone). Nouv. ann. de la constr. 1874, S. 90.

Gros. Über schiefe und in einer Kurve liegende gewölbte Brücken. Ann. des ponts et chaussées. 1878. Nov., S. 547.

Hofmann. Die neue Elbebrücke bei Pirna. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1878, S. 27.

Brücken der eingleisigen Pontebba-Bahn. Viadukt Pontuzzo. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1880, S. 113.

Eisenbahn-Viadukt bei St. Antoine. Nouv. ann. de la constr. 1880, S. 130.

Viadukt über den Schuttkegel des Rivoli bianchi (Friaul). Allg. Bauz. 1881, S. 9.

Eisenbahn-Viadukt über das Ruhrthal bei Herdecke. Zeitschr. f. Baukunde. 1881, S. 7.

Brücken der Berliner Stadtbahn. Spreebrücke an der Museums-Insel. Deutsche Bauz. 1882, S. 64.

Viadukt der Moselbahn an der Pündeath Bergwand. Zeitschr. f. Bauwesen 1884, S. 141.

Brücken mit Gewölben aus Cementbeton und aus unbearbeiteten Bruchsteinen.

Hoffmann, E. H. Über Gewölbe aus Gufsmörtel, verglichen mit Gewölben aus Ziegelsteinen. Deutsche Bauz. 1872, S. 384.

Brücken aus Beton in der Grafschaft Cork in Irland. Builder. 1879. März, S. 319.

Brücken aus Cementbeton. Deutsche Bauz. 1881, S. 207.

Brücken aus Cementbeton. Mitteilungen über Artillerie- und Geniewesen. 1882, S. 44; vergl. auch Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1882, S. 21.

Brücken der Arlbergbahn. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1881, S. 4. — Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 154.

Bruchsteinbrücken und -Kanäle der Vorwohler Portlandcement-Fabrik. Zeitschr. f. Bauhandw. 1882, S. 9.

Massive Brücken der Bahnlinie Stockheim-Ludwigsstadt-Eichicht. Zeitschr. f. Baukunde 1884.



D. Schiefe steinerne Brücken.

§ 27. Anordnungen schiefer steinerner Brücken. Die schiefen steinernen Durchlässe, Strom- und Thalbrücken weichen von den ihnen entsprechenden geraden Brücken hauptsächlich hinsichtlich des durch den spitzen Schnittwinkel ihrer Achsen bedingten abweichenden Grundrisses ihrer Pfeiler und Flügel sowie der Anordnung bezw. des Steinschnittes ihrer Gewölbe ab.

Der Schnittwinkel ihrer Achsen wird meist nicht geringer als 30, höchstens 20°, das Pfeilverhältnis ihrer Stirnbogen nicht geringer als $\frac{1}{10}$, höchstens $\frac{1}{15}$ angenommen. Nach der Gröfse des Schnittwinkels und des Pfeilverhältnisses, sowie nach der Beschaffenheit des anzuwendenden Materiales werden die Gewölbe verschieden konstruiert. Wir unterscheiden die schiefen Gewölbe, welche aus Quadern, aus Backsteinen oder aus Backsteinen mit Quadern in den Stirnen bestehen. Auch die schiefen Brücken werden mit Parallelflügeln (s. T. X, F. 15, 16, 23, 24), mit Winkelflügeln (F. 1, 2, 3, 6, 8) oder — besonders da, wo eine beträchtliche Reduktion der Fahrbahnbreite stattgefunden hat — mit geknickten Winkelflügeln (F. 9, 10, 19, 20, 21) versehen. Die Winkelflügel werden teils, wie in F. 20, 21, unter Winkeln zu den Widerlagern, teils, wie in F. 1, 2 u. 3, in einer Flucht mit denselben und zwar gerade oder geschweift angelegt. Bei gröfseren Abständen zwischen Brückenbahn und gewachsenem Terrain werden Widerlager mit senkrechten (F. 1 u. 3) oder geneigten Laibungsflächen (F. 15 u. 16) angeordnet, bei schiefer Überbrückung von Einschnitten oder Wasserläufen mit hohen Uferwänden die Gewölbe auch wohl nach Art der fliegenden Bogen fortgesetzt und mit einem Fufs versehen, welcher durch Steinpackung gegen Unterwaschung verwahrt wird.

Die Abdeckung und Entwässerung der Gewölbe und Widerlager wird wie bei geraden Brücken angeordnet und das Sickerwasser teils hinter die Widerlager (F. 4) oder Gewölbefüfse (F. 26), teils durch die Gewölbeschenkel (F. 18) oder Pfeiler (F. 11 u. 13) abgeleitet. Oberbau, Stirnmauern, Gesimse und Brüstungen erhalten, je nachdem sie an Eisenbahnbrücken, s. F. 1, 2 u. 19, 20, oder an Strafsenbrücken, s. F. 10 u. 25, vorkommen, analoge Anordnung wie bei geraden Brücken. Die Laibungen der Pfeiler werden ganz oder nahezu parallel mit der Achse der zu unterführenden Verkehrslinie angelegt. Pfeiler, welche im Wasser stehen, werden in der Regel mit abgerundeten Vor- und Hinterköpfen, s. F. 11 bis 18, wenn sie im Trocknen stehen, mit ebenen Stirnflächen versehen. Wegen der unregelmäfsigen Form der Pfeilerfundamente schiefer Brücken erfordert die Anlage von Pfahlrosten, Schwellrosten, Spundwänden, z. B. bei Betonfundierungen, und von Senkbrunnen besondere Anordnungen, die der zeitweiligen Grundrifsform anzupassen sind.

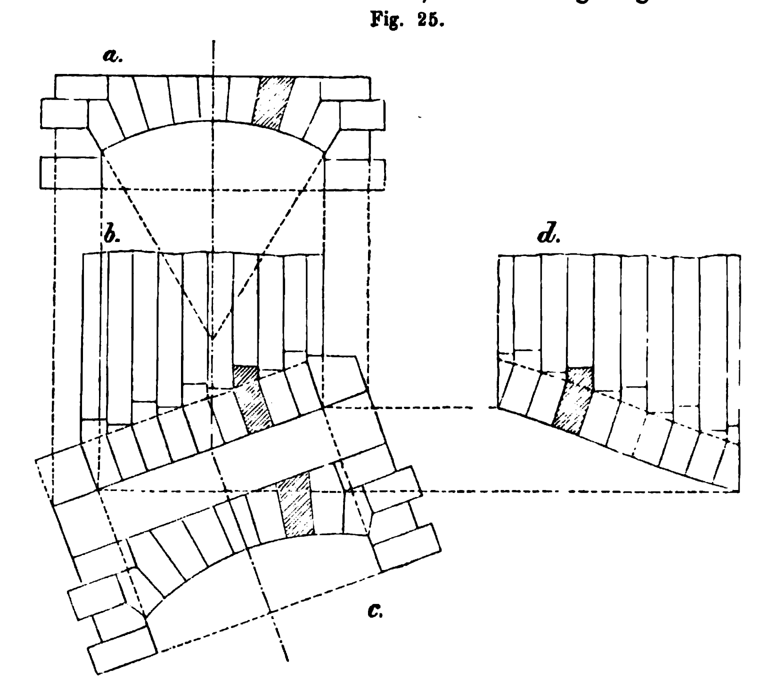
Die Anordnungen der Gewölbe schiefer Brücken hängen von dem Winkel der sich schneidenden Verkehrslinien und dem vorhandenen Bauterrain, von dem zur Verfügung stehenden Material und Handwerkerpersonal, von der örtlichen Lage und dem äufseren Ansehen des Bauwerks sowie von der Zeitdauer der Ausführung und den hier-

aus erwachsenden Kosten ab. Je einfacher unter übrigens gleichen Umständen die Konstruktion und Ausführung der schiefen steinernen Brücken ist, um so geringer werden im allgemeinen die Baukosten derselben ausfallen. Hinsichtlich der Konstruktion unterscheidet man schiefe Brücken mit geraden, schiefen und gemischten (teilweise geraden, teilweise schiefen) Gewölben.

1. Schiefe Brücken mit geraden Gewölben. a. Gerade Gewölbe mit abgeschrägten Stirnstücken. Weicht der Schnittwinkel α, der sich schneidenden Verkehrslinien von einem Rechten nicht viel ab, so lassen sich die Gewölbe wie gerade ausführen, indem man nur ihre Stirnen bezw. ihre einzelnen Stirnstücke nach dem Winkel $\alpha = 90 - \alpha$, abschrägt, welchen die Stirnebene des Gewölbes mit einer zu seinen Widerlagern normalen Ebene einschliefst. Der Abschrägungswinkel hängt von der Festigkeit des Materiales ab und kann bei festen Sandsteinen bis zu 10°, also $\alpha = 80°$ angenommen werden. Bei dem in der Main-Weser-Bahn aus Basalt-Dolerit erbauten Neustädter-Thor-Viadukt in Giefsen betrug $\alpha = 6°$ und wurde die Abschrägung der Stirnstücke erst nach Schlufs des als ein gerades ausgeführten Gewölbes vorgenommen.

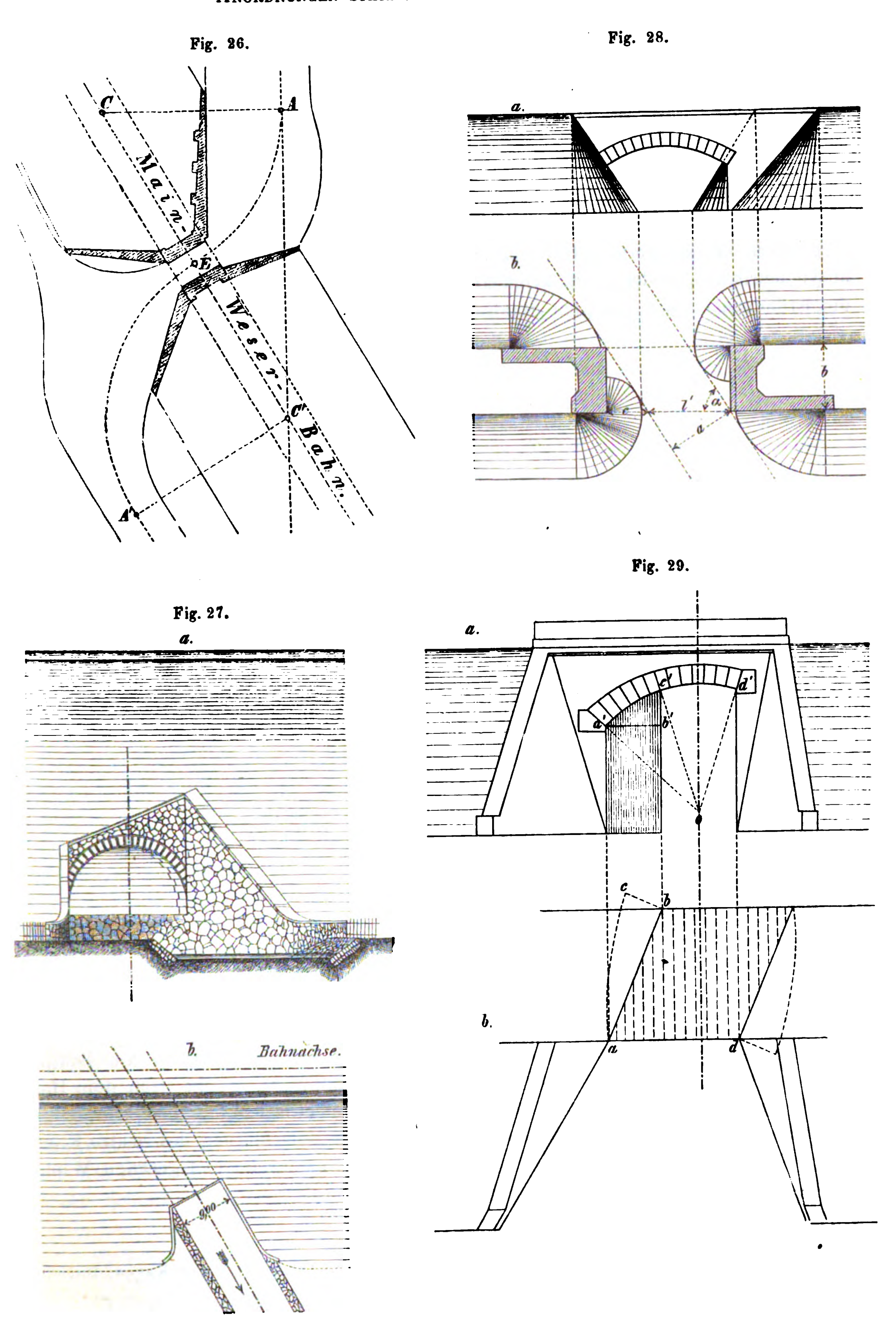
b. Gerade Gewölbe mit gebrochenen Stirnstücken. Bewegt sich der Schnittwinkel α zwischen 70° und 80°, in welchem Falle die unter a. erwähnte Abschrägung der Stirnstücke nicht wohl mehr anzuwenden ist, so läfst sich dieselbe durch ein Brechen der Gewölbschichten derart ersetzen, dafs die Lagerfugen der Stirnstücke vorn normal auf der Stirnfläche und dafs deren Stofsfugen hinten normal auf den Lagerfugen der zugehörigen Wölbschichten stehn. Da auch hier Läufer und Binder abwechseln, so werden die Lagerfugen der letzteren zugleich nach dem Winkel bearbeitet, welchen die Wölbschichten an und zwischen den Stirnen miteinander bilden. Beispiele dieser Anordnung zeigen u. a. die kleine Brücke von Civray bei Blère mit segmentförmigen Stirnbogen, s. Fig. 25, und der in der Linie Paris-Vendôme-Tour erbaute Viadukt von Epau mit halbkreisförmigem Gewölbe von 10,1 m normaler bei 10,37 m paralleler lichter Weite und mit einem Schnittwinkel der Achsen von 76° 2′.[65])

Fig. 25.



c. Gerade Gewölbe mit unsymmetrischen Flügeln. Gestattet das Terrain eine Verlegung der sich schneidenden Verkehrslinien, insbesondere eine Vergröfserung ihres Schnittwinkels bis zu 80° oder 90°, so läfst sich das Gewölbe als gerades durch-

[65]) Vergl. Morandière. Traité de la construction des ponts. Paris 1876, S. 471 u. Taf. 119.


Fig. 26.
C
A
Main-
E
Weser-
C'
Bahn.
A'
Fig. 28.
a.
b.
b
l'
a
a
Fig. 27.
a.
b.
Bahnachse.
900
Fig. 29.
a.
c'
d'
a'
b'
c
b
b.
a
d

führen, während die Anwendung der Flügel von der Form besonders der unterführten Verkehrslinie abhängt. Beschreibt letztere, wie gewöhnlich, eine S-förmige Linie, so erhalten die Flügel, besonders wenn dies Winkelflügel sind, am vorteilhaftesten diejenige unsymmetrische Form und Lage, welche sich jenen Krümmungen am natürlichsten anschließt. Die Form der Flügel ist hierbei entweder gerade, s. Fig. 26 (S. 205) oder gekrümmt.

Bei der in dieser Figur dargestellten Überführung der Main-Weser-Bahn über die Staatsstraße bei Gießen betrug der Schnittwinkel der Achsen 30° und wurde auf 90° vergrößert, um ein gerades Gewölbe ausführen zu können. Die anstoßenden einerseits unsymmetrischen, andererseits symmetrischen geraden Winkelflügel schließen sich an die Krümmungen der verlegten Staatsstraße und eines Parallelweges an.

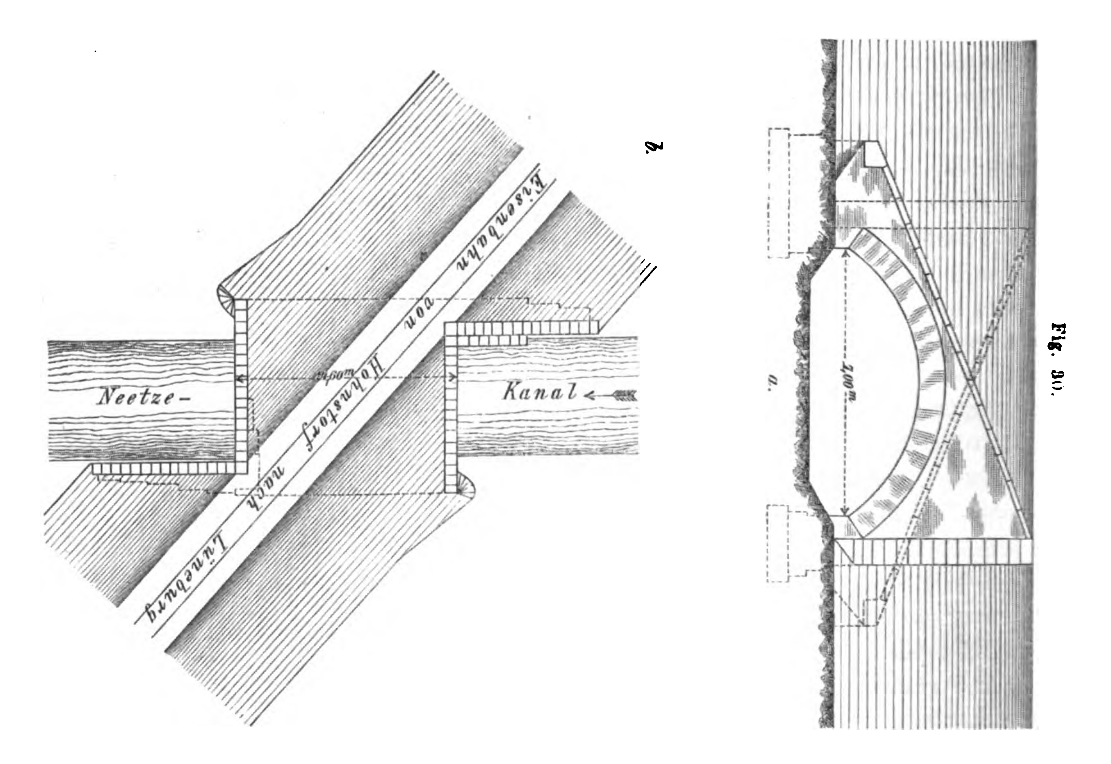


Fig. 30.

Gestattet das Terrain eine Veränderung des Schnittwinkels nicht, während die Entfernung der Widerlager die Breite des unterführten Weges oder Wasserlaufes nicht überschreiten soll, so lassen sich die Gewölbe der Brücke, also auch deren Stirnen, als gerade ausführen, während die Flügel, mögen sie nun Winkel- oder Parallelflügel sein, unsymmetrisch anzulegen sind. Beispiele der ersteren Anordnung geben die Brücken über die Gartempe[66]), s. Fig. 27 (S. 205), mit 9 m Spannweite, welche nach dem Halbkreis überwölbt, mit geneigtem Stirngesims und unsymmetrischen, an den Enden nach außen geschweiften Winkelflügeln versehen ist, und die Unterführung des Neetze-Kanals unter der Hohnstorf-Lüneburger Eisenbahn[67]) mit 7 m Spannweite und geraden Winkelflügeln, s. Fig. 30.

[66]) Vergl. Ann. des ponts et chaussées. 1869. I. Sem. S. 433 ff.

[67]) Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1865, S. 463, auch von Kaven. Disposition von Brücken und praktische Details, T. VII, F. 10.

Darf die Entfernung der Widerlager die Breite des unterführten Weges oder Wasserlaufes überschreiten, so läfst sich ein gerades Gewölbe nach Fig. 28 (S. 205) anlegen. Mit Bezug auf die Bezeichnungen dieser Figur ergiebt sich die erforderliche vermehrte Lichtweite

$$l = l' + c = (a + b) \, cotang \, \alpha,$$

welche also mit der Breite a und b bezw. der unter- und überführten Verkehrslinie wächst und mit der Abnahme des Schnittwinkels α zunimmt. Die unsymmetrischen Flügel können beiderseits als Parallel- oder Winkelflügel, oder selbst einerseits als Parallel-, andererseits als Winkelflügel konstruiert sein.

d. Gerade Gewölbe mit steigenden Kämpferlinien. Sie entstehen, wenn man die Gewölbe, welche auf den Stirnflächen senkrecht stehen, an den schrägen Widerlagern tot laufen läfst, s. Fig. 29 (S. 205), wodurch von den Stirnen aus nach dem Innern des Gewölbes hin allmählich steigende Kämpferlinien entstehen, welche bei kreissegmentförmigen Stirnbogen und ebenen Laibungen der Widerlager elliptisch sind.

Ist die zur Stirn parallele Spannweite $l > b \, cotang \, \alpha$, so ist zwischen die beiden an den Widerlagern sich totlaufenden Teilen des Gewölbes ein gerades Gewölbstück (s. $c' \, d'$ Fig. 29) von der Breite $l - b \, cotang \, \alpha$ einzuschalten, in dessen Mitte sich der Gewölbscheitel befindet.

e. Gewölbe aus geraden, gegeneinander versetzten Gurtbogen. Diese Gurtbogen, deren lotrechte Grenzflächen den Stirnflächen der Brücke parallel und deren Lagerfugen wie bei geraden Gewölben angeordnet sind, werden entweder dicht an einander gewölbt und dann nötigenfalls durch eiserne Queranker verbunden, oder mit solchen Zwischenräumen hergestellt, dafs dieselben mittels kleiner senkrechter oder flacher Gewölbe zu einem zusammenhängenden Ganzen verbunden werden können. Ein Beispiel der ersteren Anordnung giebt u. a. die in der Linie Hagen-Brügge ausgeführte Brücke beim Lutterhaus über die Volme[68]), s. Fig. 31 (S. 208), mit zwei Öffnungen von je 16,39 m nebst einer Öffnung von 10 m zu den Stirnen paralleler Spannweite, bei einem Schnittwinkel der Achsen von 45°. Die eingeleisige, 4,20 m breite Brücke ist bezw. mit je fünf Gurtbogen von je 0,84 m Breite und 1,03 m Stärke, welche an ihren Scheiteln durch je drei eiserne Anker mit Vorlagplatten verbunden sind, und mit zwei unverbundenen Gurtbogen von je 2,1 m Breite und 0,78 m Stärke, sämtlich aus Ziegeln, überwölbt. Nur die Anfänger der gröfseren Bogen bestehen aus Quadern. Die Bogenzwickel wurden mit einer aus den erübrigten Steinabfällen und magerem Mörtel gefertigten Betonmasse ausgefüllt, während die Abdeckung der Zwickel und Bögen aus einer doppelten Ziegelflachschicht mit Cementputz besteht. Die Stirnmauern sind mit Platten abgedeckt und zum Zweck möglichster Einschränkung der Brückenbreite mit einem schmiedeisernen Geländer versehen, während die Brückenbahn an beiden Enden hinter die Widerlager entwässert ist.

Beispiele der letzteren Anordnung geben die 8,66 m breite, zweigeleisige Unterführung der französischen Westbahn bei Chartres[69]) mit 9 m normaler, 16,2 m schräger Spannweite und 36° Schnittwinkel der Achsen, sowie die 8 m breite Strafsenbrücke über die Chateulin-Eisenbahn bei Guimper[70]) mit 21,535 m schräger Spannweite und 46° 30′ Schnittwinkel der Achsen. Die erstere besitzt sechs, je 0,8 m breite, 1 m hohe

[68]) Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1878.

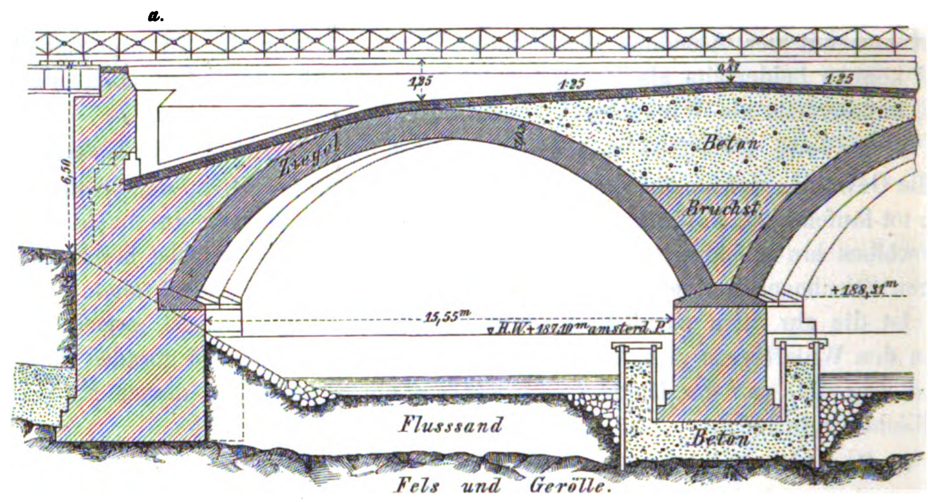
[69]) Vergl. Ann. des ponts et chaussées. 1848. I. Sem. S. 237.

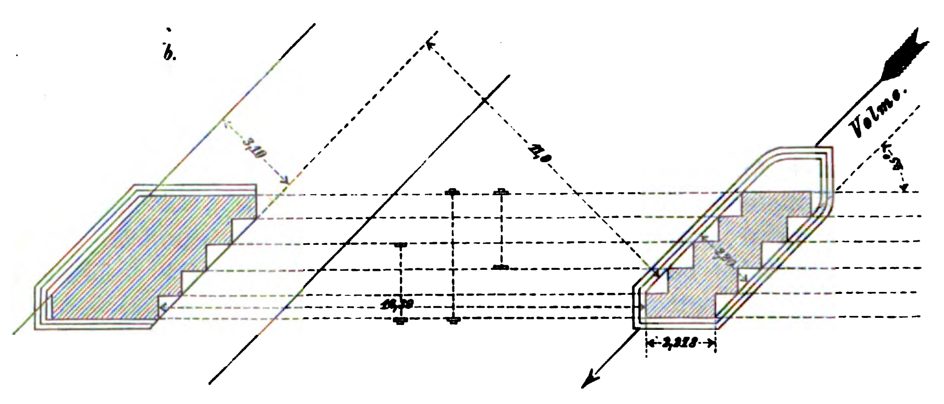
[70]) Vergl. Morandière. Traité de la construction des ponts. Paris 1876. S. 481.

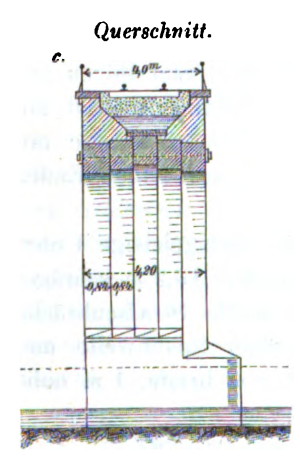
elliptische Gurtbogen aus Quadern, wovon sich vier unmittelbar unter den Schienensträngen, zwei unter den Stirnmauern befinden, während die zwischen ihnen befindlichen Zwischenräume von 1,06 m in der Mitte und von je 0,7 m zu beiden Seiten mit flachen

Fig. 31.

Längenschnitt und Grundrifs der Brücke über die Volme bei Lutterhaus.







Backsteingewölben von 0,5 m Gewölbstärke geschlossen sind. Die letztere hat fünf, je 1,2 m breite, am Scheitel 1,1 m, am Kämpfer 1,4 m starke, segmentbogenförmige Gurtgewölbe, welche durch scheitrechte Backsteingewölbe von je 0,5 m Spannweite untereinander verbunden sind.

Ausnahmsweise, z. B. bei einer Überführung der Rheinischen Bahn bei Boppard, hat man auch an den Stirnen zwei starke, gegeneinander versetzte Gurtbogen ausgeführt und den zwischen ihnen befindlichen Zwischenraum mit einem etwas höher gelegten geraden Tonnengewölbe ausgefüllt, dessen zwischen den Anfängern der Gurtbogen befindliche Kämpferlinien wagrecht sind und dessen schräge Stirnen sich an jene Gurtbogen anlehnen.[71])

[71]) Nach einer Privatmitteilung von v. Kaven.

2. **Schiefe Brücken mit schiefen Gewölben. a. Schiefe Gewölbe mit variablem Fugenwinkel.** Werden die Gewölbe mit Lagerflächen ihrer Wölbsteine ausgeführt, deren zu den Stirnflächen des Gewölbes parallele Erzeugungslinien auf den zugehörigen Elementen der inneren Wölbfläche senkrecht stehen, so ergeben sich die schiefgewölbten Brücken mit variablem Fugenwinkel. Dieses wegen seiner Anwendung besonders von französischen Ingenieuren sog. französische System entspricht zwar den theoretischen Anforderungen der Statik am meisten, veranlafst aber Schwierigkeiten in der Ausführung, da die Wölbsteine desselben verschiedene Dicke annehmen und verschiedene Gestalt erhalten müssen. Die einzelnen Gewölbsteine können hierbei entweder Quader mit behauenen Lager-, Stofs- und Laibungsflächen oder einzelne, aus Ziegeln mit konvergierenden Mörtelfugen gemauerte Werkstücke von analoger Gesamtform sein.

b. Schiefe Gewölbe mit mittlerem konstanten Fugenwinkel. — Diese Gewölbe entstehen, wenn die Lagerfugen in ihrer Laibung Schraubenlinien und in ihrer Abwickelung parallele Gerade bilden. Dieses wegen seiner Anwendung besonders von englischen Ingenieuren sog. englische System läfst eine gleiche Dicke der Wölbsteine, also eine leichtere Ausführung zu. Da hierbei die Richtung des Drucks auf die Lagerflächen nicht mehr normal, sondern schief ist, so wird den Forderungen der Statik und des Steinschnitts um so mehr entsprochen, je mehr sich der Druck jener normalen Neigung nähert. Dies geschieht durch die Wahl eines mittleren Fugenwinkels, welchen man entweder durch Rechnung oder konstruktiv dadurch ermittelt, dafs man die in der Abwickelung geraden und parallelen Stofsfugen zu den Sehnen (Verbindungslinien der Endpunkte) der S-förmigen, abgewickelten Stirnbogen normal stellt und die Abweichung jenes Winkels von dem theoretisch kleinsten und gröfsten Fugenwinkel bezw. am Kämpfer und im Scheitel dadurch möglichst vermindert, dafs man diese Gewölbe möglichst flach hält. Will man bei gröfseren Pfeilverhältnissen dieselben dennoch anwenden, so ist die Einführung zweier oder mehrerer konstanter Fugenwinkel erforderlich, wovon die näher am Kämpfer liegenden spitzer, als die näher am Scheitel liegenden sein müssen. Die Lagerfugen der mit verschiedenen konstanten Fugenwinkeln angeordneten Gewölbteile treffen sich alsdann unter mehr oder minder spitzen Winkeln, wo sie am besten durch Einschaltung behauener oder gemauerter Werkstücke von entsprechender Form verbunden werden.

3. **Schiefe Brücken mit teilweise geraden, teilweise schiefen Gewölben.** Um besonders bei langen schiefen Brücken oder Durchlässen den gröfseren Teil der Gewölbe gerad ausführen zu können, wölbt man häufig nur die den Stirnen zunächst befindlichen Teile des Gewölbes mit zu den Stirnflächen normalen Lagerfugen, den dazwischen befindlichen mittleren Teil des Gewölbes aber gerad, also mit zu den Kämpferlinien parallelen Lagerfugen ein. Hierdurch entstehen Gewölbschichten, welche bei einem Schnittwinkel α der Achsen den Winkel $90 + \alpha$ miteinander bilden und diese werden dort, wo sie zusammentreffen, entweder direkt mittels zu den Kämpferlinien normaler Stofsfugen oder mittels Einschaltung von besonderen Wölbsteinen verbunden, deren Stofsfugen vorn auf den Lagerflächen der Stirnschichten, hinten auf denjenigen des geraden Gewölbes normal stehen. Ein Beispiel der ersteren Anordnung dieser Gewölbekonstruktion bietet die schiefe Überführung der Strafse von Lyon nach Béziers über die Eisenbahn von Nimes nach Avignon und Beaucaire[73]), s. Fig. 32 (S. 210), mit 11,55 m schräger und 7,8 m normaler Spannweite, deren Segmentbogen einen Pfeil von 1,4 m besitzen. Ihre

[73]) Vergl. Ann. des ponts et chaussées. 1843. II. Sem. S. 211.

Gewölbschichten besitzen gleiche Dicke und sind an den Stellen, wo sie die Richtung wechseln, unmittelbar in der zuvor angegebenen Weise verbunden. Die letztere Anordnung dieser Gewölbekonstruktion, bei welcher besondere Wölbsteine zwischen die zu den Stirnen normalen und die zu den Laibungen parallelen Wölbschichten eingeschaltet sind, hat die von Graeff konstruierte, in Fig. 33 dargestellte schiefe Brücke über den Rhein-Marne-Kanal[73]) von 9 m zu den Laibungen normaler und von 9,2 m zu den Stirnflächen paralleler Spannweite erhalten, deren innere Gewölbefläche durch Fig. 33 *c* in der Abwickelung wiedergegeben ist.

Fig. 32.

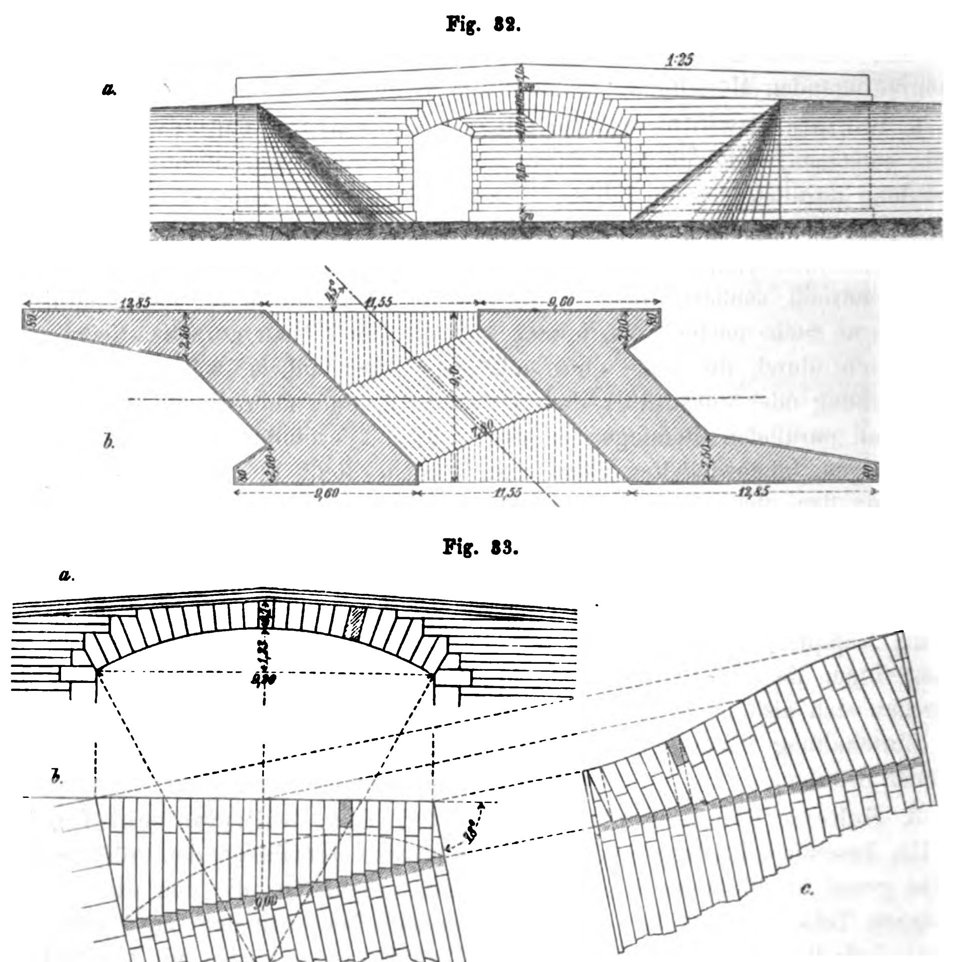


Fig. 33.

Bisweilen werden auch die Gewölbschichten, welche einen Winkel miteinander bilden, bogenförmig ineinander übergeführt und die Stofsfugen normal zu den entsprechenden Lagerflächen gelegt, s. T. X, F. 6 bis 8, welche einen schiefen Durchlafs der österreichischen Franz-Joseph-Orientbahn darstellen. Aus der in F. 7 enthaltenen Abwickelung der inneren Wölbfläche ergiebt sich die Anordnung der sämtlichen Gewölbschichten und aus dem in F. 6 enthaltenen Längenschnitt der Steinschnitt der Gewölbe an und zwischen den beiden Stirnen, wovon sich die eine an Parallelflügel, die andere an Winkelflügel anschliefst.

---

[73]) A. a. O. 1852. II. Sem. S. 1 ff.

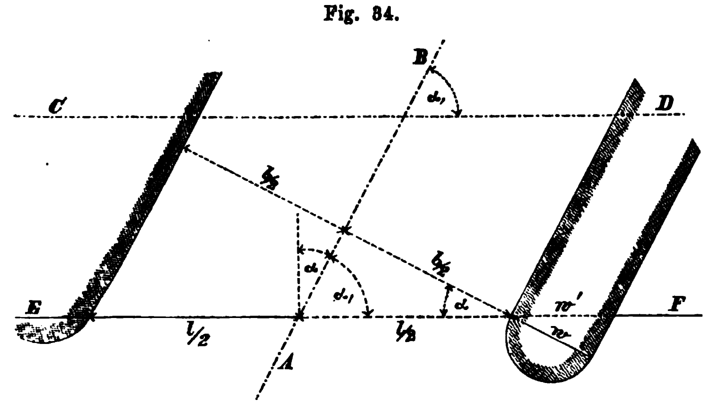
Statt der schiefgewölbten, im Grundrifs dreieckigen Teile dieser Gewölbe hat man wohl auch Eisenkonstruktionen angewandt, zwischen welche man die geraden Gewölbe eingespannt und über welche beide man die zur Aufnahme der Brückenbahn dienende Schüttung ausgebreitet hat: eine Anordnung, welche indessen wegen des verschiedenen physikalischen und chemischen Verhaltens des Eisens und Steins bei Belastungs-, Witterungs- und Temperaturwechsel nicht empfehlenswert erscheint.

Die Pfeiler und Flügel. Steinschnitt und Verband der schiefen Pfeiler kann demjenigen der geraden Pfeiler analog derart angeordnet werden, dafs entweder Läufer- und Binderschichten oder besser in jeder Schichte Läufer und Binder wechseln, wobei die letzteren stets gegeneinander versetzt werden. Die Pfeilerkappen, welche hier nicht mehr symmetrisch werden, sind nach dem Schrägungswinkel des Gewölbes so anzuordnen, dafs sie sich der unsymmetrischen Grundrifsform der Pfeilerköpfe anschliefsen und die nötige Abwässerung gewähren.

Die je vier Winkelflügel schiefer Brücken, welche mindestens zu zwei und zwei ungleich werden, schliefsen meist in der Ebene der Böschung ab und werden daselbst mit Böschungsstücken oder mit Böschungsstücken und zwischen dieselben eingeschalteten Deckplatten abgedeckt, s. T. X, F. 19 bis 21, oder sie erheben sich etwas über die Böschung, mindestens über den Böschungsfufs, in welchem Falle sie oben geknickt, s. F. 18, oder geschweift, s. F. 2 u. 3, sind. Die Parallelflügel, welche sich gegeneinander verschieben, erhalten zumeist die gleiche oder ähnliche Anordnung und können in festen Einschnitten bisweilen absatzförmig, s. F. 23, links, fundamentiert werden. Die geknickten Flügel sind gewöhnlich aus zwei geraden Schenkeln zusammengesetzt, wovon der untere wieder ganz oder nahezu parallel zur Gewölbstirn verläuft, und erhalten eine ähnliche Abdeckung wie die Winkelflügel. An die unteren Flügelschenkel lehnt sich ein kleiner Böschungskegel.

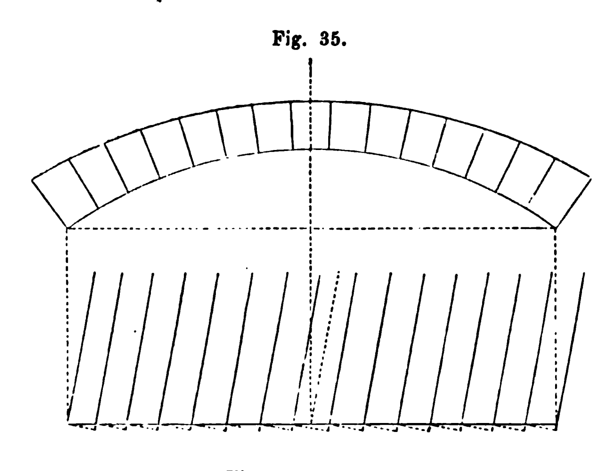
§ 28. Der Steinschnitt und der Verband schiefgewölbter Brücken. Bilden die Achsen zweier Verkehrslinien, von welchen die eine mittels einer Brücke über die andere zu führen ist, einen Schnittwinkel $\alpha_{,}$, s. Fig. 34, so schliefst, wenn jene Achsen gerad sind, die Achse des schiefen Gewölbes mit seiner Stirnfläche denselben Winkel α, und mit einer zur Stirnfläche Normalen den Komplementwinkel $\alpha = 90 - \alpha$, ein, welchen man den Schrägungswinkel des schiefen Gewölbes nennt. Bleibt dieser Schrägungswinkel unter etwa 10°, s. Fig. 35, so läfst sich, wie auf S. 204 bereits erörtert, das schiefe Gewölbe wie ein gerades ausführen, dessen Stirnstücke man nach dem Winkel α abschrägt. Wächst der Schrägungswinkel über 10°, so wird der Winkel α für den Steinschnitt zu spitz und das Gewölbe mufs anders angeordnet werden. Zerlegt man nämlich durch lotrechte Schnitte das ganze Gewölbe in eine hinreichende Anzahl dünner, zu seiner Stirnfläche paralleler Gewölbelemente, so läfst sich jedes dieser Elemente wie ein gerades Gewölbe behandeln, dessen Lagerflächen senkrecht zu seiner Stirnfläche und zu

Fig. 34.



seiner Laibungsfläche stehen. Die statische Berechnung der schiefen, unter vorstehenden Voraussetzungen konstruierten Gewölbe entspricht daher derjenigen eines geraden Gewölbes, dessen Spannweite und Pfeilerstärke parallel zur Brückenachse gemessen wird. Bezeichnet b die in den meisten Fällen gegebene Normalbreite der unterführten Wasser- oder Verkehrslinie, so ist, wenn α den Schrägungswinkel des schiefen Gewölbes bezeichnet, dessen Spannweite

Fig. 35.

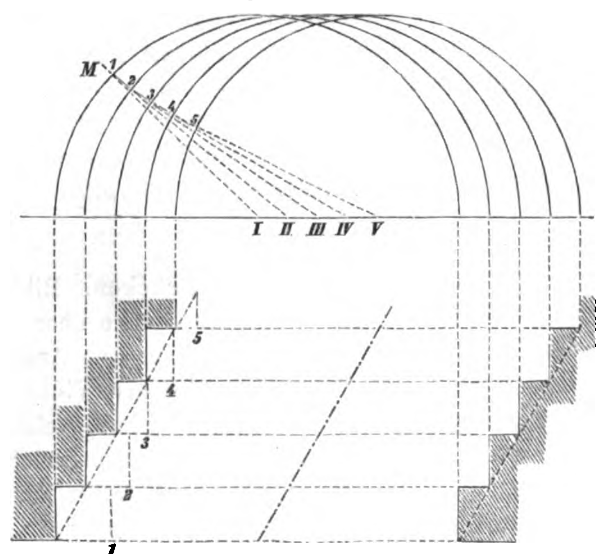


$$l = \frac{b}{\cos \alpha} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 96.$$

Unter Zugrundelegung dieses Wertes l läfst sich die Stärke sowohl der Gewölbe als auch der End- und Zwischenpfeiler hinreichend genau nach der Theorie der geraden gewölbten Brücken berechnen. Bezeichnet allgemein w die Stärke der Pfeiler, so ergiebt sich deren Normaldicke

$$w_{,} = w \cdot \cos \alpha \quad . \quad . \quad . \quad 97.$$

Fig. 36 u. 37.



Trägt man, wie in Fig. 36 u. 37 geschehen, die oben erwähnten Gewölbelemente im Grund- und Aufrifs auf, so erhält man an einer beliebigen Stelle M des Gewölbes für einen durch mehrere solcher Streifen reichenden Gewölbstein die gebrochene Lagerfuge 1, 2, 3, 4, 5, deren einzelne Polygonstücke auf den zugehörigen Bogen senkrecht stehen, s. Fig. 36. Dieser gebrochenen Lagerfuge entspricht eine aus eben so vielen Teilen bestehende Lagerfläche, deren einzelne Teilflächen die Neigung der ihnen entsprechenden Polygonstücke haben. Wählt man jene Absätze unendlich dünn, so geht jene gebrochene Lagerfuge in eine stetige und die ihr zugehörige Lagerfläche in eine windschiefe über. Da jede dieser stetig gekrümmten Lagerfugen die aufeinander folgenden, unendlich dünnen Gewölbelemente unter rechten Winkeln oder unter nicht mehr als zulässig hiervon abweichenden Winkeln schneidet, so bilden diese Fugen Kurven, welche sich nach Art der Schraubenlinien um die Gewölbefläche winden und hierbei dessen Cylinderelemente bezw. unter veränderlichen oder konstanten Winkeln schneiden. Hiernach unterscheidet man die schiefen Gewölbe mit veränderlichem (variablem) Fugenwinkel und die schiefen Gewölbe mit unveränderlichem (konstantem) Fugenwinkel.

I. **Die schiefen Gewölbe mit veränderlichem Fugenwinkel.** Jene generell den Schraubenlinien ähnlichen Lagerfugen hängen speciell von der Form der inneren

Gewölbfläche ab, deren Normalschnitt in den meisten Fällen entweder ein Halbkreis und Kreissegment — in welchem Falle der Stirnbogen eine halbe Ellipse oder ein Ellipsensegment ist — oder eine Ellipse mit wagrechter kleiner Achse, in welchem Falle der Stirnbogen ein Halbkreis oder ein Kreissegment ist.

a. Die schiefen Gewölbe mit veränderlichem Fugenwinkel und elliptischen Stirnbogen. 1. Vertikal- und Horizontalprojektion. Graphischer Weg. Die Konstruktion dieser Gewölbe im Aufrifs beruht darauf, dafs die Lagerfuge die auf der Laibung des Gewölbes dargestellten, zur Stirnfläche parallelen elliptischen Stofsfugen sowohl im Raume als auch in der Vertikalprojektion senkrecht schneidet. Da nämlich jede Stofsfuge zur Stirnebene, mithin zur vertikalen Projektionsebene parallel ist, so steht jede zu ihr normale Linie, wie die Lagerfuge, auch in der Vertikalprojektion auf ihr senkrecht. Errichtet man daher, wie aus Fig. 38 u. 39 hervorgeht, in drei Punkten 1, 2, 3, 4, 5 der elliptischen Stofsfugen Senkrechte, indem man sie mit den beiden Brennpunkten $F_1 F_1$ bis $F_5 F_5$ der zugehörigen Ellipse verbindet und die Winkel, welche diese Strahlenpaare miteinander bilden, halbiert, so erhält man die Vertikalprojektion der Lagerfuge. Die auf diese Weise konstruierte Lagerfuge ist gebrochen und nähert sich der wahren, stetig verlaufenden um so mehr, je dünner die Gewölbstreifen sind, in welche man sich das Gewölbe zerlegt denkt. Da aber die letzteren immer noch eine mefsbare Breite haben müssen, so ist die konstruierte Lagerfuge immer nur annähernd richtig und, da die Errichtung jener Senkrechten in den zahlreichen Punkten der Stofsfugen nötig ist, auch nur mühsam herzustellen.

Fig. 38 u. 39.

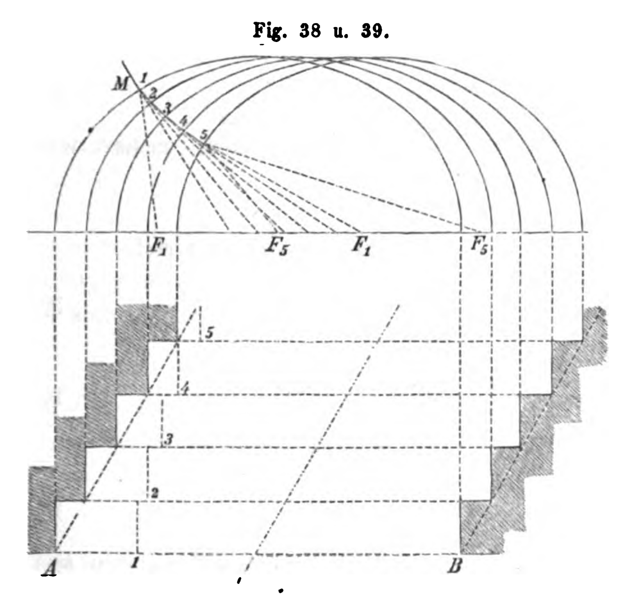
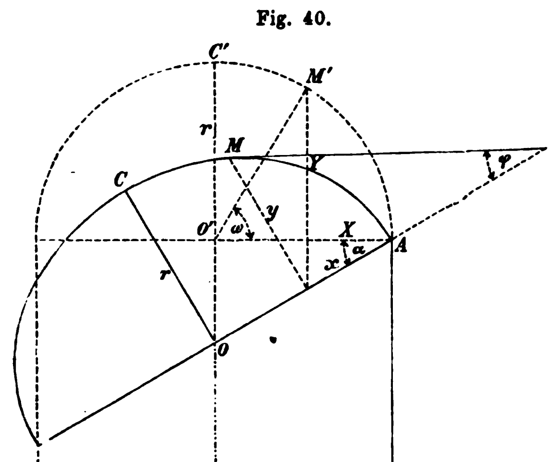


Fig. 40.



Analytischer Weg. Bezeichnet r den Radius des halbkreisförmigen Normalquerschnittes, also r die kleine, $R = \frac{r}{\cos\alpha}$ die grofse Halbachse des zugehörigen elliptischen Stirnbogens, s. Fig. 40, X, Y und x, y bezw. die Koordinaten eines korrespondierenden, einem und demselben Cylinderelemente angehörigen Punktes M' und M, für welchen der Radius $M'\,O'$ den Neigungswinkel ω mit dem Horizonte einschliefst, so ist

$$y = Y = r \,.\, \sin\omega \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 98.$$

und $$x = X \,.\, \frac{R}{r} = r\,(1 - \cos\omega)\,\frac{R}{r} = R\,(1 - \cos\omega) \quad . \quad . \quad . \quad 99.$$

Hieraus ergiebt sich durch Differentiation

$$dy = r \,.\, cos\, \omega\, d\omega \quad \ldots \quad 100.$$

und

$$dx = R \,.\, sin\, \omega\, d\omega, \quad \ldots \quad 101.$$

mithin, wenn die Tangente an den Punkt M des elliptischen Stirnbogens mit dem Horizonte den Winkel φ einschliefst, die Differentialgleichung des elliptischen Stirnbogens

$$tang\, \varphi = \frac{dy}{dx} = \frac{r}{R}\, cotg\, \omega \,. \quad \ldots \quad 102.$$

Da nun die Vertikalprojektion der Lagerfuge senkrecht auf dem Stirnbogen steht, so erhält man hieraus die Differentialgleichung der orthogonalen Trajektorie

$$\frac{dy}{dx} = -\frac{1}{tang\, \varphi} = -\frac{R}{r \,.\, cotg\, \omega} = -\frac{R \,.\, tang\, \omega}{r}, \quad \ldots \quad 103.$$

mithin, wenn nach dx aufgelöst und aus Gleich. 100 für dy sein Wert gesetzt wird,

$$dx = -\frac{r \,.\, dy}{R \,.\, tang\, \omega} = -\frac{r^2 \,.\, cos\, \omega\, d\omega}{R \,.\, tang\, \omega}.$$

Wird $tang\, \omega = \frac{sin\, \omega}{cos\, \omega}$ und hierauf $cos^2\, \omega = 1 - sin^2\, \omega$ gesetzt, so ergiebt sich

$$dx = -\frac{r^2}{R} \,.\, \frac{d\omega}{sin\, \omega} + \frac{r^2}{R} \,.\, sin\, \omega \,.\, d\omega \quad \ldots \quad 104.$$

und hieraus durch Integration

$$x = -\frac{r^2}{R} \,.\, log\, tang\, \frac{\omega}{2} - \frac{r^2}{R} \,.\, cos\, \omega + Const. \quad \ldots \quad 105.$$

Für $\omega = 90^0$ wird $log\, tang\, \frac{\omega}{2} = cos\, \omega = 0$ und $x = R$, daher

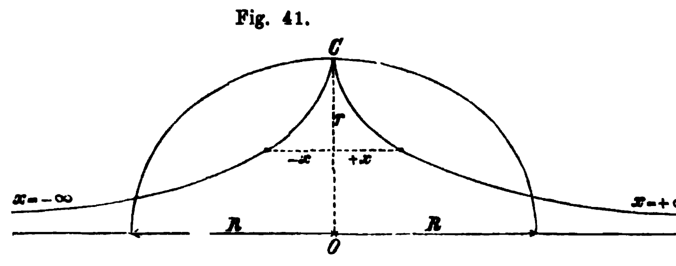
$$x = \frac{r^2}{R}\, log\, cotg\, \frac{\omega}{2} - \frac{r^2}{R} \,.\, cos\, \omega + R \,. \quad \ldots \quad 106.$$

Wird x von der Mittellinie OC des elliptischen Stirnbogens aus aufgetragen, siehe Fig. 41, so ergiebt sich als einfachste Gleichung jener orthogonalen Trajektorie, welche die gesuchte Vertikalprojektion der Lagerfuge bildet,

$$x = \frac{r^2}{R}\left(log\, cotg\, \frac{\omega}{2} - cos\, \omega\right) \quad \ldots \quad 107.$$

Die Diskussion dieser Gleichung liefert für

Fig. 41.



$\omega = 0, \; x = \infty,$
$\omega = 90^0, \; x = 0,$
$\omega = 180^0, \; x = -\infty.$

Die Kurve hat also zwei zu einer durch den Scheitel C gelegten Lotrechten symmetrische Zweige, in jenem Scheitel einen Rückkehrpunkt und schneidet zu beiden Seiten jener Lotrechten die Abscissenachse in der Unendlichkeit.

Für Brigg'sche Logarithmen verwandelt sich Gleich. 107 in

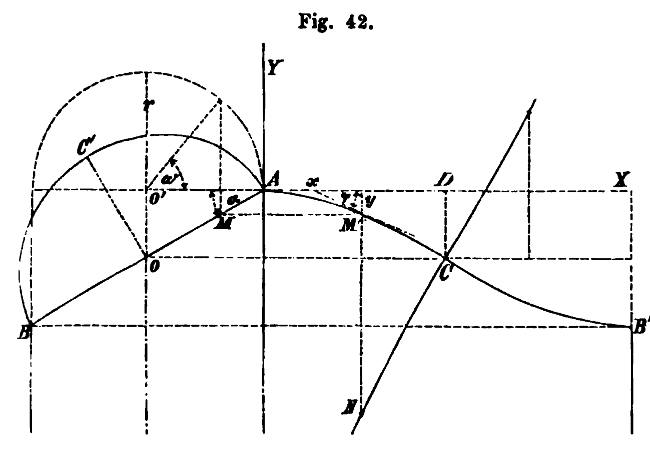
$$x = \frac{r^2}{R}\left(log\, 10 \,.\, Log\, cotg\, \frac{\omega}{2} - cos\, \omega\right), \quad \ldots \quad 108.$$

worin $log\, 10 = 2{,}302585$ zu setzen ist. Mit Hilfe dieser Gleichung läfst sich nun eine zur Verzeichnung sämtlicher Lagerfugenkurven in der Vertikalprojektion dienende Schablone herstellen, welche man auf der Basis des Gewölbes horizontal zu verschieben hat.

2. Abwickelung. Analytischer Weg. Bezeichnet man mit φ den Winkel, welchen die Tangente an einen beliebigen Punkt x, y des abgewickelten elliptischen Stirnbogens, s. Fig. 42, mit einer zur Kämpferlinie AY Normalen einschliefst, so folgt,

mit Bezug auf die Bezeichnungen jener Figur

Fig. 42.



$$tang\,\varphi = \frac{dy}{dx} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 109.$$

Die Koordinaten jenes Punktes ergeben sich, wenn die früheren Bezeichnungen beibehalten werden, aus

$$y = r\,(1 - cos\,\omega)\,tang\,\alpha \quad . \quad . \quad 110.$$

und

$$x = r\,\omega. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 111.$$

Durch Differentiation erhält man hieraus bezw.

$$dy = r\,tang\,\alpha\,.\,sin\,\omega\,d\omega \quad . \quad . \quad 112.$$

und

$$dx = r\,d\omega. \quad . \quad . \quad . \quad 113.$$

Daher, wenn diese Werte in Gleichung 109 eingeführt werden, die Differentialgleichung des abgewickelten Stirnbogens

$$\frac{dy}{dx} = tang\,\alpha\,.\,sin\,\omega = tang\,\varphi. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 114.$$

Auf dem abgewickelten Stirnbogen steht die abgewickelte Lagerfuge senkrecht, daher nimmt die Differentialgleichung der letzteren die Form an

$$\frac{dy}{dx} = -\frac{1}{tang\,\varphi} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 115.$$

oder, wenn die oben ermittelten Werte eingeführt werden,

$$dy = -\frac{r\,d\omega}{tang\,\alpha\,.\,sin\,\omega}\,. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 116.$$

Durch Integration erhält man hieraus

$$y = -\frac{r}{tang\,\alpha}\int\frac{d\omega}{sin\,\omega} = -\frac{r}{tang\,\alpha}\,.\,log\,tang\,\frac{\omega}{2} + Const. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 117.$$

Für $\omega = 90^\circ$ wird $y = r\,.\,tang\,\alpha$ und $log\,tang\,\frac{\omega}{2} = 0$, daher $Const = r\,tang\,\alpha$ und $y = r\,.\,cotg\,\alpha\,.\,log\,cotg\,\frac{\omega}{2} + r\,tang\,\alpha$. Hierin ist $r\,tang\,\alpha = CD$. Zählt man daher die Ordinaten von der zu x parallelen Linie OC ab, so reduzieren sich dieselben auf

$$y = r\,.\,cotg\,\alpha\,.\,log\,cotg\,\frac{\omega}{2}\,. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 118.$$

Für $\omega = 0$ ist $x = 0$ und $y = \infty$

„ $\omega = 90^\circ$ „ $x = \frac{\pi r}{2}$ „ $y = 0$

„ $\omega = 180^\circ$ „ $x = \pi r$ „ $y = -\infty$.

In der Abwickelung wächst mithin die Ordinate der Lagerfuge vom Scheitel, wo sie Null ist, auf der positiven und negativen Seite bis ins Unendliche, ist auf beiden Seiten symmetrisch und hat die Kämpferlinien zu Asymptoten, s. Fig. 43 (S. 216.)

Für Brigg'sche Logarithmen erhält man aus Gleichung 118 die Ordinate

$$y = r\,.\,log\,10\,.\,cotg\,\alpha\,.\,Log\,cotg\,\frac{\omega}{2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 119.$$

und hieraus deren Logarithmus

$$Log\,y = Log\,r\,.\,log\,10\,.\,cotg\,\alpha + Log\,Log\,cotg\,\frac{\omega}{2}\,. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 120.$$

Die Ordinate y der abgewickelten Lagerfuge der äufseren Gewölbfläche mit dem Radius r, setzt sich zusammen aus der Ordinate ihres abgewickelten elliptischen Stirn-

bogens $$y_{,} = r_{,} \, tang\, \alpha \, (1 - cos\, \omega) = \frac{r_{,}}{r}\, y \qquad 121.$$

mit der zugehörigen Abscisse $x = r_{,}\, \omega$ und aus dem Abstande des ihr entsprechenden Punktes der inneren Lagerfuge von dem abgewickelten Stirnbogen

$$t = r\, cotg\, \alpha \,.\, log\, cotg\, \frac{\omega}{2} - r\, tang\, \alpha \,.\, cos\, \omega \qquad 122.$$

und ergiebt sich mithin aus der Summe $\frac{r_{,}}{r}\, y + t$.

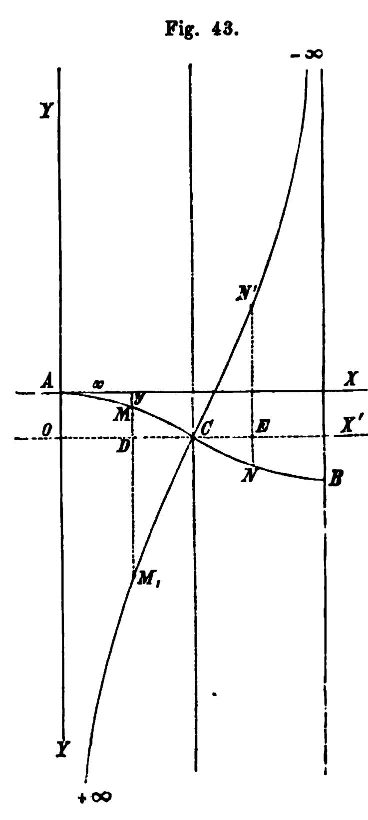


Fig. 43.

Graphischer Weg. Die Abwickelung der inneren Wölbfläche erhält man am einfachsten, indem man den halbkreisförmigen Normalschnitt in eine gerade Anzahl gleicher Teile teilt und die denselben entsprechenden, zur Gewölbachse parallelen Cylinderelemente aneinander reiht. Die Summe jener Bogenlängen mufs dem Umfang πr des Halbkreises entsprechen und läfst sich zur genauen Bestimmung des normalen Abstandes der beiden Kämpferlinien benutzen, während deren Mittellinie dem Scheitel der abgewickelten Gewölbfläche entspricht.

Sind die zu den Kämpferlinien parallelen Cylinderelemente hinreichend schmal gewählt, so läfst sich jede abgewickelte Lagerfuge aus den einzelnen Schenkeln der verschiedenen Winkel zusammensetzen, unter welchen jene Elemente von der Lagerfuge geschnitten werden. Zwischen diesem veränderlichen Schnittwinkel oder Fugenwinkel γ, welcher dem Tangentenwinkel φ gleich ist, dem Neigungswinkel ω der zu den einzelnen Teilpunkten des halbkreisförmigen Normalschnittes gehörigen Radien und dem Schrägungswinkel α des Gewölbes findet nach Gleichung 114 die Beziehung statt

$$tang\, \gamma = tang\, \alpha \,.\, sin\, \omega, \qquad 123.$$

woraus sich γ durch folgende Konstruktion finden läfst. Beschreibt man nämlich mit dem Radius r den Quadranten AB und trägt in denselben den konstanten Schrägungswinkel α und die verschiedenen, aufeinander folgenden Winkel ω in der aus Fig. 44 ersichtlichen Lage ein, so erhält man für einen beliebigen Punkt C sofort $CG = r\, sin\, \omega$ und, indem man durch C eine Parallele zu AO zieht, den Schnittpunkt D. Zieht man ferner durch D und B Parallele zu bezw. OB und AO, welche sich in E schneiden, so ist

$$EB = DH = r \,.\, tang\, \alpha \,.\, sin\, \omega$$

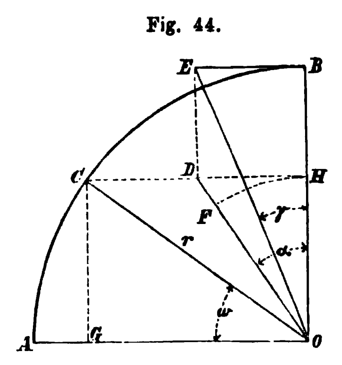


Fig. 44.

und die Schenkel OE und OB schliefsen den gesuchten Winkel γ ein. Konstruiert man diese veränderlichen Fugenwinkel für sämtliche, den Winkeln ω entsprechenden Cylinderelemente und setzt hieraus die abgewickelte Lagerfuge zusammen, so ergiebt sich dieselbe als gebrochene Linie, welche der stetig gekrümmten um so näher kommt, je schmaler man jene Cylinderelemente wählt.

b. Die schiefen Gewölbe mit veränderlichem Fugenwinkel und halbkreisförmigem Stirnbogen. 1. Vertikal- und Horizontalprojektion. Graphischer Weg. Die Vertikalprojektion der Lagerfuge ergiebt sich, wenn man das Gewölbe in eine hinreichende Anzahl von zur Stirnfläche parallelen Gewölbelementen zerlegt denkt und, wie in Fig. 36 u. 37, S. 212, die Punkte 1, 2, 3, 4, 5 der halbkreisförmigen Gewölbebogen mit den ihnen zugehörigen Mittelpunkten verbindet. Auch die auf diese Weise konstruierte Lagerfuge ist gebrochen und nähert sich der wahren, stetig verlaufenden um so mehr, je schmaler die Gewölbelemente sind, in welche man sich das Gewölbe zerlegt denkt. Da die letzteren immer noch eine mefsbare Breite erhalten müssen, so wird die konstruierte Lagerfuge nur annähernd richtig.

Analytischer Weg. Bezeichnet man mit x, y die Koordinaten des kreisförmigen Stirnbogens, mit r dessen Radius, mit ω den Winkel, welcher eine Lagerfuge desselben mit dem Horizont einschliefst, so ist mit Bezug auf Fig. 45 und die Entwickelungen unter a., wenn in der Gleichung

Fig. 45.

$$x = \frac{r^2}{R} \cdot \log \operatorname{cotg} \frac{\omega}{2} - \frac{r^2}{R} \cdot \cos \omega + R$$

für die Vertikalprojektion der Lagerfuge des schiefen Gewölbes mit elliptischem Stirnbogen $R = r$ gesetzt wird, die Gleichung der Vertikalprojektion aller Lagerfugen des schiefen Gewölbes mit halbkreisförmigem Stirnbogen

$$x = r \cdot \log \operatorname{cotg} \frac{\omega}{2} + r\,(1 - \cos \omega) \quad \ldots\ldots\ldots \quad 123.$$

Hierin stellt das letzte Glied die Abscisse des Stirnbogens dar, mithin sind die Ordinaten der abgewickelten Lagerfugen, wenn dieselben vom Stirnbogen ab aufgetragen werden,

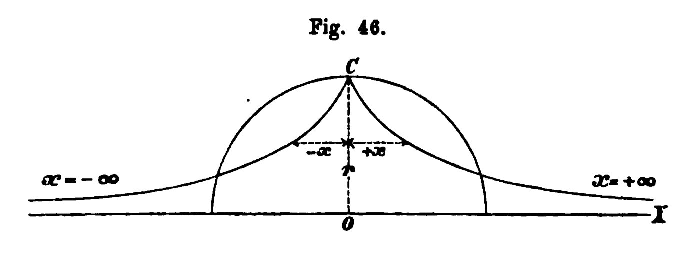
$$t = r \cdot \log \operatorname{cotg} \frac{\omega}{2} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 124.$$

Für $\omega = 0^\circ$ wird $\frac{\omega}{2} = 0^\circ$, also $t = \infty$,

„ $\omega = 90^\circ$ „ $\frac{\omega}{2} = 45^\circ$, „ $t = 0$,

„ $\omega = 180^\circ$ „ $\frac{\omega}{2} = 90^\circ$, „ $t = -\infty$.

Fig. 46.



Diese in Fig. 46 dargestellte Kurve besitzt daher zwei, zu einer durch den Scheitel des halbkreisförmigen Stirnbogens gelegten Lotrechten symmetrische Zweige, hat in dessen Scheitel einen Rückkehrpunkt und schneidet auf beiden Seiten jener Lotrechten die Abscissenachse in der Unendlichkeit.

Für Brigg'sche Logarithmen erhält man aus Gleichung 124 die Ordinate

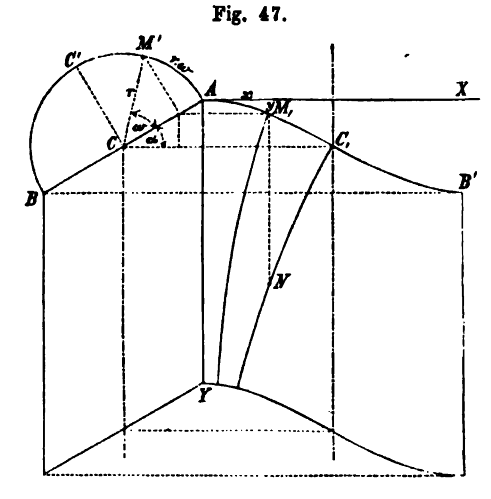
$$t = r \cdot \log 10 \cdot \operatorname{Log} \operatorname{cotg} \frac{\omega}{2} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 125.$$

und deren Logarithmus

$$\operatorname{Log} t = \operatorname{Log} r \cdot \log 10 + \operatorname{Log} \operatorname{Log} \operatorname{cotg} \frac{\omega}{2} \quad \ldots\ldots \quad 126.$$

2. **Abwickelung. Analytischer Weg.** Bezeichnet man mit φ den Winkel, welchen die Tangente an einen beliebigen Punkt x, y des abgewickelten Stirnbogens, s. Fig. 47, mit einer zur Kämpferlinie AY Normalen einschliefst, so folgt mit Bezug auf die Bezeichnungen jener Figur

Fig. 47.



$$\frac{dy}{dx} = tang\,\varphi \quad \ldots \ldots \quad 127.$$

Behalten α, ω und r ihre frühere Bedeutung, so ergiebt sich aus der Figur

$$y = r \sin\alpha\,(1 - \cos\omega) \quad \ldots \quad 128.$$

und der zu dem Winkel ω gehörige abgewickelte Teil des halbkreisförmigen Stirnbogens $\quad s = r\,\omega \quad \ldots \quad 129.$

Durch Differentiation erhält man aus Gleichung 128, worin das erste Glied konstant ist,

$$dy = r\,.\,\sin\alpha\,.\,\sin\omega\;d\omega \quad \ldots \quad 130.$$

und aus Gleichung 129

$$ds = r\,d\omega \quad \ldots \ldots \quad 131.$$

mithin, wenn $dx = \sqrt{ds^2 - dy^2}$ gesetzt und der Wert von dy und ds eingeführt wird,

$$dx = r\,d\omega\,\sqrt{1 - \sin^2\alpha\,.\,\sin^2\omega} \quad \ldots \ldots \quad 132.$$

Führt man die so erhaltenen Werte von dy und dx in Gleichung 127 ein, so ergiebt sich die Differentialgleichung des abgewickelten Stirnbogens

$$\frac{dy}{dx} = \frac{\sin\alpha\,.\,\sin\omega}{\sqrt{1 - \sin^2\alpha\,.\,\sin^2\omega}} = tang\,\varphi \quad \ldots \ldots \quad 133.$$

Da in der Abwickelung die Lagerfuge auf dem Stirnbogen senkrecht steht, so ist die Differentialgleichung der abgewickelten Lagerfuge

$$\frac{dy}{dx} = -\frac{1}{tang\,\varphi} \quad \ldots \ldots \quad 134.$$

woraus, wenn die Werte von dx und $tang\,\varphi$ eingeführt werden,

$$dy = -\frac{r\,(1 - \sin^2\alpha\,.\,\sin^2\omega)\,d\omega}{\sin\alpha\,.\,\sin\omega} \quad \ldots \ldots \quad 135.$$

Hieraus ergiebt sich durch Integration, wenn man berücksichtigt, dafs für $\omega = 90°$, $Const = r\,.\,\sin\alpha$ wird,

$$y = r\sin\alpha\,(1 - \cos\omega) - \frac{r}{\sin\alpha}\,.\,\log\,tang\,\frac{\omega}{2} \quad \ldots \ldots \quad 136.$$

Hierin stellt das erste Glied die Ordinate des Stirnbogens dar, man erhält mithin für den beliebigen, durch Gleichung 129 bestimmten Bogen s den Abstand eines Punktes der abgewickelten Lagerfuge von jenem Stirnbogen aus

$$t = -\frac{r}{\sin\alpha}\,.\,\log\,tang\,\frac{\omega}{2} = \frac{r}{\sin\alpha}\,.\,\log\,cotg\,\frac{\omega}{2} \quad \ldots \ldots \quad 137.$$

Diskutiert man diese Gleichung, so erhält man für

$\omega = 0°$ die zusammengehörigen Werte $\alpha = 0$ und $t = \infty$,

$\omega = 90°$ " " " $\alpha = \frac{\pi r}{2}$ " $t = 0$,

$\omega = 180°$ " " " $\alpha = \pi r$ " $t = -\infty$.

In der Abwickelung wächst mithin die Ordinate der Lagerfuge vom Scheitel des Stirnbogens ab, wo sie Null ist, auf der positiven und negativen Seite bis ins Unendliche, ist auf beiden Seiten zum Stirnbogen symmetrisch und hat die beiden Kämpferlinien zu Asymptoten, s. Fig. 41, S. 214.

Die Ordinate y der abgewickelten Lagerfuge der äufseren Gewölbfläche mit dem Radius $r,$ ihres halbkreisförmigen Stirnbogens setzt sich zusammen aus der Ordinate

$$y_{,} = r_{,} \sin\alpha\,(1 - \cos\omega) \quad \ldots \quad 138.$$

ihres abgewickelten Stirnbogens und aus dem zugehörigen, oben ermittelten Abstande t. Durch Division der Gleichungen 138 und 128 ergiebt sich $y_{,} = \frac{r_{,}}{r} \cdot y,$ daher die gesuchte Ordinatensumme

$$Y = \frac{r_{,}}{r} \cdot y + t. \quad \ldots \quad 139.$$

Graphischer Weg. Die Abwickelung der inneren Wölbfläche erhält man am einfachsten, wenn man mit Hilfe der Einteilung des Stirnbogens in eine ungerade Anzahl gleicher Teile den elliptischen Normalschnitt konstruiert und mittels seiner so erhaltenen, ungleichen Bogenstücke die zur Gewölbachse parallelen Cylinderelemente aneinander reiht. Die Summe dieser Bogenlängen ergiebt den Umfang der halben Ellipse, sowie den normalen Abstand der Kämpferlinien und läfst sich durch die Annäherungsformel

$$\frac{U}{2} = 1{,}6467 \,.\, a + 1{,}4949 \,.\, b \quad \ldots \quad 140.$$

kontrolieren, worin $a = r$ die halbe grofse und $b = r \,.\, \cos\alpha$ die halbe kleine Achse der Ellipse bezeichnet. Sind die zu den Kämpferlinien parallelen Cylinderelemente hinreichend schmal gewählt, so läfst sich jede abgewickelte Lagerfuge aus den geneigten Schenkeln der verschiedenen Winkel zusammensetzen, unter welchen jene Elemente von der Lagerfuge geschnitten werden. Zwischen diesem veränderlichen Schnitt- oder Fugenwinkel γ, welcher dem Tangentenwinkel φ gleich ist, dem veränderlichen Neigungswinkel ω der einzelnen Lagerfugen des halbkreisförmigen Stirnbogens und dem Schrägungswinkel α des Gewölbes findet wieder die durch Gleichung 133 dargestellte Beziehung

$$\tan\gamma = \frac{\sin\gamma}{\sqrt{1-\sin^2\gamma}} = \frac{\sin\alpha \,.\, \sin\omega}{\sqrt{1-\sin^2\alpha \,.\, \sin^2\omega}}, \text{ also auch } \sin\gamma = \sin\alpha \,.\, \sin\omega \text{ [74]} \quad . \; 141.$$

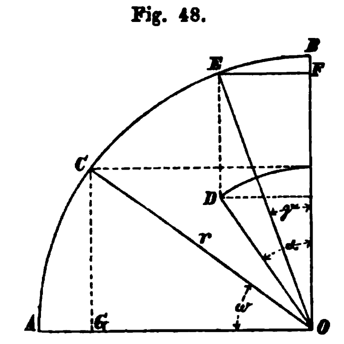


Fig. 48.

statt, woraus sich der veränderliche Fugenwinkel γ graphisch, wie folgt, finden läfst. Beschreibt man nämlich mit dem Radius r den Quadranten AB und trägt in denselben den konstanten Schrägungswinkel α und die verschiedenen aufeinander folgenden Winkel ω in der aus Fig. 48 ersichtlichen Lage ein, so erhält man zunächst $CG = r \,.\, \sin\omega$ und indem man hiermit als Radius einen dem Centriwinkel α entsprechenden Kreisbogen beschreibt, den Wert

$$EF = r \,.\, \sin\omega \,.\, \sin\alpha = r \,.\, \sin\gamma,$$

zu welchem sich der veränderliche Fugenwinkel γ auf die in der Figur gegebene Weise leicht konstruieren läfst. Ermittelt man diese veränderlichen Fugenwinkel für sämtliche, den Winkeln ω entsprechenden Cylinderelemente, und setzt hieraus die abgewickelte Lagerfuge zusammen, so ergiebt sich dieselbe als gebrochene Linie, welche der wirklichen um so näher kommt, je schmaler jene Cylinderelemente gewählt sind, aber immer nur annähernd richtig sein wird.

---

[74]) Dasselbe Resultat läfst sich auch mit Hilfe der sphärischen Trigonometrie ableiten, vergl. des Verfassers Grundzüge der konstruktiven Anordnung und statischen Berechnung der Brücken- und Hochbau-Konstruktionen. II, 2. Sp. 60.

II. Die schiefen Gewölbe mit mittlerem unveränderlichen Fugenwinkel. Die Herstellung der schiefen Gewölbe mit veränderlichem Fugenwinkel, welche durch das Heraustragen und die verschiedene Bearbeitung jedes einzelnen Wölbsteins sehr erschwert wird, läſst sich durch Einführung eines unveränderlichen Fugenwinkels, wodurch die Lagerfugen an der Laibung des Gewölbes Schraubenlinien und in deren Abwickelung parallele Gerade werden, wesentlich vereinfachen. Zu diesem unveränderlichen Fugenwinkel eignet sich zumeist der das arithmetische Mittel zwischen dem gröſsten und kleinsten veränderlichen Fugenwinkel γ_{max} und γ_{min} bildende mittlere Fugenwinkel.

In den Gleichungen 123 und 141 zur Bestimmung des variablen Fugenwinkels für schiefe Gewölbe mit elliptischem und mit kreisförmigem Stirnbogen wird bezw. $tang\,\gamma$ und $sin\,\gamma$ ein Maximum für $sin\,\omega = 1$, also für $\omega = 90$, man erhält daher

$$\gamma_{max} = \alpha \quad \text{. . . . . 142.}$$

d. h. der gröſste veränderliche Fugenwinkel liegt im Scheitel jener beiden schiefen Gewölbe und ist deren Schrägungswinkel gleich. Mit der Abnahme von ω nimmt γ ab und man erhält γ_{min} bezw. aus der Gleichung

$$tang\,\gamma_{min} = tang\,\alpha \,.\, sin\,\omega_{min} \quad \text{. . . . . 143.}$$

und

$$sin\,\gamma_{min} = sin\,\alpha \,.\, sin\,\omega_{min} \,. \quad \text{. . . . . 144.}$$

Hiernach ergiebt sich der mittlere unveränderliche Fugenwinkel aus

$$\gamma_c = \frac{\alpha + \gamma_{min}}{2} \,. \quad \text{. . . . . 145.}$$

Die Einführung dieses mittleren konstanten Fugenwinkels und die damit verbundene Abweichung von dem theoretisch genauen Steinschnitt bewirkt:

1. daſs der Druck auf die Lagerflächen des Gewölbes nicht mehr normal, sondern schief wirkt,
2. daſs dieser schiefe Druck, da er sich in eine zur Lagerfläche des Gewölbes normale und in eine zu derselben parallele, nach der Gewölbstirn hin wirkende Seitenkraft zerlegen läſst, eine durch Verkehrsstöſse beförderte Verschiebung der Gewölbsteine auf ihren Lagerflächen gegen die Stirnfläche des Gewölbes hin zu bewirken sucht,
3. daſs diese Verschiebung entweder wirklich eintritt und dann, wenn nicht den Einsturz des Gewölbes, doch mindestens dessen Ausbauchung an den Gewölbstirnen zur Folge hat, oder daſs diese Verschiebung, durch Reibungswiderstände verhindert, nicht eintritt und dann unschädlich ist.

Um daher, ohne Gefahr für die Sicherheit des Gewölbes, einen mittleren konstanten Fugenwinkel einführen zu können, ist zu ermitteln, um wieviel derselbe von dem wahren Fugenwinkel abweichen darf, ohne ein Gleiten der Wölbsteine auf ihren Lagerfugen zu veranlassen. Bezeichnet man die gröſste zulässige Abweichung des veränderlichen Fugenwinkels am Scheitel und am Kämpfer des Gewölbes von dem mittleren konstanten Fugenwinkel mit β, so ergiebt sich

$$\gamma_c = \frac{\alpha + (\alpha - 2\,\beta)}{2} = \alpha - \beta \,. \quad \text{. . . . . 146.}$$

Nimmt man, da sich an Gewölben, bei welchen jene Abweichung 8° betrug, schon Ausbauchungen zeigten, β zu 5° an[75]), so ergiebt sich, wenn α gegeben ist, der mittlere konstante Fugenwinkel

$$\gamma_c = \alpha - 5^\circ \,. \quad \text{. . . . . 147.}$$

[75]) Vergl. hierüber Heider. Theorie schiefer Gewölbe. Wien 1846.

Dieser so berechnete Winkel bedarf in den meisten und zwar in allen den Fällen, wo er nicht mit der gewählten Einteilung der Gewölbschichten übereinstimmt, einer durch die Fugenteilung in den Gewölbstirnen bedingten Modifikation. Da die Lagerfugen in der Laibung des Gewölbes Schraubenlinien und in deren Abwickelung parallele Gerade bilden, welche durch Teilungspunkte der beiden Stirnbogen des Gewölbes gehen müssen, so ist, wenn der zur Kämpferlinie geneigte Schenkel des Winkels γ_c nicht durch je zwei solche gegenüberliegende Teilpunkte geht, der demselben am nächsten liegende gröfsere Fugenwinkel, welcher durch die soeben angegebene Konstruktion hinreichend genau bestimmt werden kann, der Ausführung zu Grunde zu legen. Nachdem der mittlere konstante Fugenwinkel bestimmt ist, ergiebt sich der kleinste Lagerfugenwinkel ω_{min} bezw. aus den Gleichungen

$$\sin \omega_{min} = \frac{\tan \gamma_{min}}{\tan \alpha} = \frac{\tan (\alpha - 2\beta)}{\tan \alpha} = \frac{\tan (\alpha - 10)}{\tan \alpha} \quad \ldots \quad 148.$$

$$\sin \omega_{min} = \frac{\sin \gamma_{min}}{\sin \alpha} = \frac{\sin (\alpha - 2\beta)}{\sin \alpha} = \frac{\sin (\alpha - 10)}{\sin \alpha}, \quad \ldots \quad 149.$$

welcher also bei beiden Gewölben mit deren Schrägungswinkel zunimmt. Hieraus ist das Pfeilverhältnis dieser schiefen Gewölbe zu bestimmen, welches wiederum von der Form ihres Stirnbogens abhängt.

a. **Die schiefen Gewölbe mit unveränderlichem Fugenwinkel und elliptischem Stirnbogen.** Ist für einen elliptischen Stirnbogen mit den Koordinaten x, y aus dem Vorhergehenden ω_{min} bekannt, so ergiebt sich das Pfeilverhältnis des elliptischen Bogenstücks

$$\frac{f}{l} = \frac{y_{max}}{2 x_{max}}, \quad \ldots \quad 150.$$

worin x und y die Koordinaten des letzteren und durch die Scheitelgleichung der Ellipse

$$r - y = \frac{r}{R} \sqrt{R^2 - x^2} \quad \ldots \quad 151.$$

gegeben sind. Durch Differentiation erhält man

$$\frac{dy}{dx} = \frac{r}{R} \cdot \frac{x}{\sqrt{R^2 - x^2}} \quad \ldots \quad 152.$$

mithin, da hierin $\frac{dy}{dx} = \tan (90 - \omega)$ ist,

$$\sqrt{R^2 - x^2} = \frac{R r}{\sqrt{r^2 + R^2 . \tan^2 (90 - \omega)}} \quad \ldots \quad 153.$$

Wird dieser Wert in Gleichung 152 eingeführt und $\cot \omega$ statt $\tan (90 - \omega)$ gesetzt, so folgt aus Gleichung 151

$$r - y = \frac{r}{\sqrt{1 + \left(\frac{R}{r}\right)^2 \cot^2 \omega}} \quad \ldots \quad 154.$$

und aus Gleichung 153

$$x = \frac{R^2}{r} \cdot \frac{\cot \omega}{\sqrt{1 + \left(\frac{R}{r}\right)^2 \cot^2 \omega}} \quad \ldots \quad 155.$$

mithin, wenn $\cos \alpha$ statt $\frac{r}{R}$ gesetzt wird,

$$\frac{y}{2x} = \frac{\cos \alpha}{2} \cdot \frac{\sqrt{1 + \left(\frac{\cot \omega}{\cos \alpha}\right)^2} - 1}{\frac{\cot \omega}{\cos \alpha}} \quad \ldots \quad 156.$$

Wird hierin der durch Gleichung 149 gegebene Wert von ω_{min} eingeführt, so erhält man das durch Gleichung 150 gegebene Pfeilverhältnis. Berechnet man für Schnittwinkel von 80 bis 20° die zugehörigen Pfeilverhältnisse, so ergiebt sich nachstehende

Tabelle des gröfsten zulässigen Pfeilverhältnisses bei gegebenem Schnittwinkel der Achsen.

Kleinster Schnittwinkel der Achsen α_r	Schrägungswinkel α	Mittlerer konstanter Fugenwinkel γ_c	$\sin \omega = \frac{tang(\alpha - 10)}{tang\,\alpha}$	ω	Pfeilverhältnis $\frac{f}{l}$ berechnet	abgerundet
80	10	5	0,0000	0°	$\frac{1}{2,03}$	$\frac{1}{2}$
75	15	10	0,3265	19° 4′	$\frac{1}{2,89}$	$\frac{1}{3}$
70	20	15	0,4844	28° 59′	$\frac{1}{3,51}$	$\frac{1}{4}$
65	25	20	0,5746	35° 4′	$\frac{1}{3,96}$	$\frac{1}{4}$
60	30	25	0,6304	39° 5′	$\frac{1}{4,45}$	$\frac{1}{4}$
55	35	30	0,6659	41° 45′	$\frac{1}{4,80}$	$\frac{1}{5}$
50	40	35	0,6881	43° 29′	$\frac{1}{5,11}$	$\frac{1}{5}$
45	45	40	0,7002	44° 27′	$\frac{1}{5,40}$	$\frac{1}{5}$
40	50	45	0,7041	44° 45′	$\frac{1}{5,67}$	$\frac{1}{6}$
35	55	50	0,7002	44° 27′	$\frac{1}{5,96}$	$\frac{1}{6}$
30	60	55	0,6881	43° 29′	$\frac{1}{6,32}$	$\frac{1}{6}$
25	65	60	0,6659	41° 45′	$\frac{1}{6,84}$	$\frac{1}{7}$
20	70	65	0,6304	39° 5′	$\frac{1}{7,68}$	$\frac{1}{8}$

b. **Die schiefen Gewölbe mit unveränderlichem Fugenwinkel und kreisförmigem Stirnbogen.** Ist der kleinste Lagerfugenwinkel ω aus Gleichung 149 bestimmt, so ist

$$\sin \omega = \frac{r - f}{r}, \qquad 157.$$

worin der Radius

$$r = \frac{f^2 + \left(\frac{l}{2}\right)^2}{2f}, \qquad 158.$$

mithin, wenn dieser Wert eingeführt wird,

$$\sin \omega = \frac{1 - \left(\frac{2f}{l}\right)^2}{1 + \left(\frac{2f}{l}\right)^2} \qquad 159.$$

beträgt. Wird diese Gleichung nach $\frac{f}{l}$ aufgelöst, so erhält man das gesuchte Pfeilverhältnis

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{1 - \sin \omega}{1 + \sin \omega}} \qquad 160.$$

Legt man dem Schnittwinkel der Achsen die Werte 80° bis 20° bei, so ergiebt sich hieraus nachstehende Tabelle (s. S. 223).

III. **Heraustragen und Bearbeiten der Gewölbsteine.**[76]) a. **Die schiefen Gewölbe mit veränderlichem Fugenwinkel.** Werden die beiden Stirnbogen eines solchen schiefen Gewölbes in eine bestimmte ungerade Anzahl von Gewölbsteinen eingeteilt und die dieser Einteilung entsprechenden Lagerfugenkurven samt den elliptischen oder kreisförmigen Stofsfugen in der unter I. gezeigten Weise aufgetragen, so erhält man die vollständige Vertikalprojektion des ganzen Gewölbes.

---

[76]) Vergl. auch Kap. III, § 24.

Tabelle des gröfsten zulässigen Pfeilverhältnisses bei gegebenem Schnittwinkel der Achsen.

Kleinster Schnittwinkel der Achsen $\alpha_,$	Schrägungswinkel α	Mittlerer konstanter Fugenwinkel γ_c	$\sin\omega = \frac{\sin(\alpha - 10)}{\sin\alpha}$	ω	Pfeilverhältnis $\frac{f}{l}$ berechnet	Pfeilverhältnis $\frac{f}{l}$ abgerundet
80	10	5	0,0000	0°	$\frac{1}{2,0}$	$\frac{1}{2}$
75	15	10	0,3368	19° 40′	$\frac{1}{2,8}$	$\frac{1}{3}$
70	20	15	0,5077	30° 30′	$\frac{1}{3,5}$	$\frac{1}{4}$
65	25	20	0,6124	37° 46′	$\frac{1}{4,0}$	$\frac{1}{4}$
60	30	25	0,6840	43° 9′	$\frac{1}{4,6}$	$\frac{1}{5}$
55	35	30	0,7368	47° 27′	$\frac{1}{5,2}$	$\frac{1}{5}$
50	40	35	0,7779	51° 5′	$\frac{1}{5,7}$	$\frac{1}{6}$
45	45	40	0,8112	54° 12′	$\frac{1}{6,2}$	$\frac{1}{6}$
40	50	45	0,8391	57° 2′	$\frac{1}{6,8}$	$\frac{1}{7}$
35	55	50	0,8632	59° 40′	$\frac{1}{7,4}$	$\frac{1}{7}$
30	60	55	0,8845	62° 12′	$\frac{1}{8,3}$	$\frac{1}{8}$
25	65	60	0,9038	64° 40′	$\frac{1}{9,1}$	$\frac{1}{9}$
20	70	65	0,9216	67° 10′	$\frac{1}{10,0}$	$\frac{1}{10}$

Mit Hilfe der Erzeugungslinie der inneren Gewölbfläche lassen sich die Lagerfugen aus der Vertikal- in die Horizontalprojektion übertragen, worin die Stofsfugen gerade, zu den Stirnebenen parallele Linien bilden.

Da die meisten Lagerfugenkurven innerhalb der Gewölbelaibung sich nicht begegnen und sich teils zu sehr nähern, teils zu sehr von einander entfernen, um noch ausführbare Wölbstücke zu ergeben, so müssen alle hierdurch bedingten allzu dicken und dünnen Gewölbschichten bezw. in dünnere zerlegt und zu dickeren vereinigt sowie an allen Stellen, wo die von der hinteren und vorderen Stirn ausgehenden Lagerfugen sich nicht begegnen, die Stofsfugen entsprechend verlängert werden. Sämtliche eingeschaltete Lagerfugen und verlängerte Stofsfugen werden bezw. nach der früher erörterten Lagerfugenschablone und nach dem elliptischen oder kreisförmigen Stirnbogen konstruiert.

Auf diese Weise ergeben sich die Liniennetze aller Lager- und Stofsfugen, also auch die Vertikal- und Horizontalprojektionen, insbesondere die Stirn-, Laibungs- und Lagerflächen aller einzelnen Wölbsteine und lassen sich letztere alsdann zum Zweck der Bearbeitung in Auf- und Grundrifs darstellen. Mit Rücksicht auf die zweckmäfsigste Lage der Steinlamellen hat man nun die kleinsten Umschliefsungskörper der Wölbsteine zu bestimmen, wonach die letzteren in den Steinbrüchen bestellt und später mit Hilfe von Schablonen und von rechten Winkeln mit je einem geraden und je einem Schenkel behauen werden, welcher bei Gewölben mit halbkreisförmigen Stirnbogen nach einem Kreisbogen gekrümmt, bei solchen mit elliptischen Stirnbogen biegsam ist, um sich in jeder zu der Stirn- oder Stofsfläche parallelen Lage an die zuvor bearbeitete elliptische Laibungsfläche anlegen zu können. Vorerst werden die beiden parallelen Stofsflächen jedes Wölbsteines bearbeitet und auf diese die beiden etwas gegeneinander verschobenen Stirnflächen desselben vorgerissen. Die Laibungsfläche stellt man mit Hilfe des Schrägungswinkels des Gewölbes und der aus der Horizontalprojektion bekannten Abstände der Lagerfugen von den beiden Stirnflächen her, die Bearbeitung der windschiefen Lager-

flächen, deren Erzeugungslinien auf den zu den Stirnflächen parallelen, elliptischen oder kreisförmigen Bogen senkrecht stehen, erfolgt mittels des entsprechenden, oben erwähnten eisernen Winkels, dessen biegsamer bezw. gekrümmter Schenkel in einer zu der Stirn- oder Stoſsfläche stets parallelen Lage an die Laibungsfläche dicht anzulegen ist, worauf der gerade Schenkel die jener Lage entsprechende Neigung der windschiefen Lagerfläche angiebt. Die Rückenfläche des Gewölbsteines wird entweder seiner Laibungsfläche ähnlich oder, wie bei den meisten gewölbten Brücken, nur rauh bearbeitet oder unbearbeitet gelassen.

b. Die schiefen Gewölbe mit mittlerem konstanten Fugenwinkel. Um die einzelnen Gewölbsteine eines solchen Gewölbes heraustragen und bearbeiten zu können, ist die Horizontal- und Vertikalprojektion des Gewölbes mit Einschluſs seiner Lager- und Stoſsfugen nötig, wovon die erstere aus der Abwickelung des Gewölbes und die letztere aus der Horizontalprojektion des Gewölbes abzuleiten ist. Die Breite der Abwickelung, also der normale Abstand der beiden parallelen Kämpferlinien des Gewölbes läſst sich durch Rektifikation der in dem normalen Querschnitte enthaltenen Durchschnittskurve des Gewölbes auf graphischem oder analytischem Wege finden, während im Anschluſs hieran die Abwickelung der Stirnbogen mit Hilfe ihrer geraden Horizontalprojektion und der abgewickelten Ordinaten einzelner ihrer Punkte möglichst genau zu konstruieren ist. Jeder dieser beiden abgewickelten Stirnbogen ist in eine der zweckmäſsigsten Dicke der Gewölbsteine entsprechende ungleiche Anzahl von Teilen zu teilen und die so erhaltenen Teilpunkte sind paarweise durch gerade Linien zu verbinden, deren Neigung zu den Kämpferlinien in der Abwickelung dem mittleren konstanten Fugenwinkel entspricht. Sowohl die den einzelnen Gewölbschichten entsprechenden Teilpunkte der Stirnbogen, als alle dieselben verbindenden Lagerfugen sind mit Hilfe ihrer Durchschnittspunkte mit mehreren Cylinderelementen leicht in die Horizontalprojektion und von da, mit Hilfe derselben Cylinderelemente, ebenso leicht in die Vertikalprojektion zu übertragen. Nachdem auf diese Weise sämtliche Lagerfugen in Grund- und Aufriſs bestimmt sind, erübrigt noch die Angabe der Stoſsfugen, welche in der Horizontalprojektion gerade, zu den beiden Stirnflächen parallele Linien sind. So ergeben sich die Begrenzungen sämtlicher Wölbstücke in Grund- und Aufriſs, wobei die Kämpfer eine zickzackförmige Gestalt annehmen, und hieraus alle notwendigen Anhaltepunkte für das Heraustragen und für die Ermittelung der kleinsten Umschlieſsungskörper der Gewölbsteine. Sind die Quader hiernach bestellt und zuerst die beiden senkrechten Stoſsflächen bearbeitet, so lassen sich auf denselben die etwas gegeneinander verschobenen Vorder- und Hinterflächen auftragen und hiernach die Lagerflächen in der unter a. angegebenen Weise bearbeiten. Die kompliziertesten Werkstücke sind die Kämpfer, welche auſser den in das Gewölbe eingreifenden, übrigens analog den übrigen Gewölbsteinen konstruierten Teilen — zur Vermeidung spitzer Winkel — unten Ansätze erhalten, die in das Widerlagsmauerwerk eingreifen und unten wagrechte Lager besitzen. Bei nicht zu spitzen Schnittwinkeln der Achsen erhalten diese Kämpfer zu den Stirnflächen der Gewölbe parallele Stoſsfugen wie die übrigen Wölbsteine, andernfalls zu den Laibungsflächen der Widerlager normale, aber gebrochene Stoſsfugen, deren unterer Teil lotrecht und deren oberer Teil so geneigt ist, daſs er sich an die in das Gewölbe eingreifenden Zacken genau anschlieſst.

Da bei diesen Gewölben die Laibungsflächen der einzelnen Gewölbschichten zwischen den Stirnen gleiche Breite besitzen, so werden — um an der kostspieligen Bearbeitung der Gewölbsteine zu sparen — häufig nur die Stirnstücke jener Schichten aus Quadern und die übrigen Teile derselben aus mehreren Backsteinschichten hergestellt.

Zu dem Ende wählt man die Stärken der Stirnstücke so, dafs sie ein Vielfaches der Ziegeldicke mit Einschlufs ihrer Mörtelfugen bilden. Der Anschlufs dieser Ziegelschichten an die Stirnstücke läfst sich im Scheitel des Gewölbes, wo die Laibungsfläche wagrecht und die Stofsfläche lotrecht ist, sofort bewirken, an allen übrigen Stellen des Gewölbes schliefsen jene beiden Flächen einen um so spitzeren Winkel miteinander ein, je weiter sie von dem Gewölbscheitel entfernt sind. Um nun bei Anwendung von Ziegelschichten diese da, wo sie die Stirnstücke unter spitzen Winkeln treffen, nicht „verhauen“ zu müssen, zieht man vor, die aus Haustein bestehenden Stirnstücke so „abzuwinkeln“, dafs die Stofsfugen derselben normal zur Richtung jener Ziegelschichten sind. Alsdann müssen nicht nur ihre in der Laibung sichtbaren Stofsfugen senkrecht auf den geraden Lagerfugen der Abwickelung, als auch ihre Stofsflächen senkrecht auf den Laibungsflächen stehen. Diese Veränderung in der Neigung der Stofsflächen wird an den Kämpfern am gröfsten, bei welchen nur die Stirnfläche der Stirnkämpfer lotrecht bleibt.

Werke über schiefe steinerne Brücken.

Hart. A practical treatise on the construction of oblique arches. London 1839. (Deutsche Übersetzung s. Rombergs Bauz. 1847).

Hoffmann, Ferd. Konstruktion der Anlaufsteine für schiefe Ziegelgewölbe und Bemerkungen über schiefe Ziegelgewölbe im allgemeinen. Wien 1845.

Heider, E. J. Theorie der schiefen Gewölbe und deren praktische Ausführung. Wien 1846.

Bashfort, F. A practical treatise on the construction of oblique bridges with spiral and with equilibrated courses. London 1850.

Härtel, W. Praktische Anweisung zu der Konstruktion schiefer Brücken mit Spiral- und abgewogenen Schichten. (Übersetzung des Vorhergehenden). Weimar 1851.

Praly. Etudes sur la construction des voûtes biaises et en particulier sur celles à section droite elliptique. 1855.

Ormières, E. Essai pratique sur la construction des ponts obliques. 1858.

Graeff. Appareil et construction des ponts biais. 2. edit. Paris 1867.

Donaldson. A treatise on the art of constructing oblique arches with spiral courses. London 1867.

Heider, E. J. Der Bau der schiefen Brücke über den Sennflufs bei Steinbrück für die südliche Staatseisenbahn Wien-Triest. Graz 1872.

Loignon. Ponts biais. Tracé des épures, coups des pierres et détails sur la construction des différents systèmes d'appareils de voûtes biaises, mis a la portée de tous les agents de travaux et appareilleurs. Paris 1872.

Winkler, E. Vorträge über Brückenbau, gehalten an der k. k. technischen Hochschule in Wien. Steinschnitt der Flügelmauern und schiefen Brücken. 2. Aufl. Wien 1875.

Buck, C. W. A practical and theoretical essay on oblique bridges. 3. edit. London 1880.

Gerke, R. Steinschnitt der Böschungsflügel und schiefen Brückengewölbe. Hannover 1885.

Abhandlungen in Zeitschriften, welche schiefe steinerne Brücken betreffen.

Rumpf. Schiefe Wegebrücke bei Ellershausen. Notizbl. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. III. Bd. (1854), S. 554.

Schiefe Brücke über den Neetze-Kanal (Bahn Lüneburg-Lauenburg). Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1865, S. 463.

Schiefe Brücke über den Ornain bei Bar-le-Duc (Bahn Paris-Strafsburg). Allg. Bauz. 1865, S. 328.

Mathieu, M. E. Etude géneral sur les voutes biaises. Nouv. ann. de la constr. 1866.

Maximilians-Brücke über die Isar in München. Allg. Bauz. 1865, S. 328 und Nouv. ann. de la constr. 1871, S. 54.

Hoffmann, Ferd. Theoretische und praktische Anleitung zu Entwurf und Ausführung schiefer Quaderbrückengewölbe. Allg. Bauz. 1871.

Schiefe gewölbte Brücken der Berliner Verbindungsbahn. Zeitschr. f. Bauw. 1871, S. 281.

Durand-Claye. Konstruktion zur Bestimmung der Laibungsflächen von Stirnsteinen für kreisförmige schiefe Gewölbe. Ann. des ponts et chaussées. 1872, S. 85.

Hanhart. Schiefe Durchlässe, Durchfahrten und Überbrückungen unter besonderer Berücksichtigung von schiefen Bauwerken mit normaler Wölbung. Allg. Bauz. 1873, S. 269.

Heinzerling. Über die Anordnung schiefgewölbter Brücken mit konstantem Fugenwinkel, insbesondere über deren gröfste zulässige Pfeilverhältnisse und kleinsten zulässigen Schnittwinkel. Deutsche Bauz. 1873.

Gros, M. Über schiefe und in einer Kurve gelegene gewölbte Brücken. Ann. des ponts et chaussées. 1878. Nov. S. 547.

Stübben. Schiefe Brücke über die Volme (Bahn Hagen-Brügge). Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1878, S. 435.

Schiefe steinerne Brücke in der Metropolitan Railway über die Iverson-Strafse. Engineer. 1879. Juni, S. 445.

Methoden des Steinschnitts für schiefe Brücken. Ann. des ponts et chaussées. 1879. 2. Sem., S. 339.

Schiefe Steinbrücke über den Tavignano zu Corte. Ann. des ponts et chaussées. 1882. Dez., S. 578.

Fortet. Calcul et tracé des panneaux des voutes biaises. Ann. des ponts et chaussées. 1883. 1. Sem., S. 26.

Litteratur.

Allgemeine Werke und Monographien über steinerne Brücken betreffend.*)

Perronet. Description des projects et de la construction des ponts. Paris 1782.
Derselbe. Description des projets et de la construction des ponts de Neuilly, de Mantes, d'Orléans, de Louis XVI. etc. Deutsch von Dietlein. 1788.
Jeckel, Josef. Galiziens Straßen- und Brückenbau. Wien und Triest 1809.
Gauthey. Traité de la construction des ponts. Paris 1809 u. 1813.
Langsdorf. Anleitung zum Straßen- und Brückenbau. 2 Teile. Mannheim und Heidelberg 1817.
Röder. Praktische Darstellung der Brückenbaukunde in ihrem ganzen Umfange. Darmstadt 1821.
Sganzin. Grundsätze der Brücken-, Kanal- und Hafenbaukunde, deutsch von Lehritter und Straufs. Regensburg 1832.
Derselbe. Programme ou resumé des leçons d'un cours de construction. 4. édit. 1839—1841.
Hann und Hosking. The theory, practice and architecture of bridges of stone, iron, timber and wire. 1839.
Moller. Beiträge zur Lehre von den Konstruktionen. Darmstadt 1844.
Müller, C. E. Die Nydeckbrücke über die Aar bei Bern. Zürich 1845.
Zilli. Dei modi di costruzione adoperati per la erezione in muro del ponte della Attà di Belluno sul fiume torrente piave. 1847.
Schubert. Theorie und Konstruktion steinerner Bogenbrücken. Dresden und Leipzig 1847.
Fontenay, T. Construction des viaducs, aqueducs, ponts et ponceaux en maçonnerie. Paris 1852.
Referat hierüber in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1855.
Derselbe. Die Konstruktion der Viadukte, Aquadukte und Brücken von Mauerwerk. Deutsch von Hertel. Weimar 1854.
Kohl. Beschreibung der Göltzschthal- und Elsterthal-Überbrückung. 1854.
Roy, E. Essais d'architecture pratique de la construction des ponts et viaducs en maçonnerie. Paris 1857.
Müller. Die Brückenbaukunde in ihrem ganzen Umfange. Leipzig 1860.
Goschler. Traité pratique de l'entretien et de l'exploitation des chemins de fer. Vol. I. 1865.
Schwarz. Der Brückenbau. Berlin 1866.
Haskoll, W. D. Examples of bridges and viaducts. London 1867.
Perdonnet et Polonceau. Nouveau portefeuille de l'ingénieur des chemins de fer. Paris 1867.
Wulff, E. Vollständige Anleitung zur Konstruktion massiver Brücken, Durchlässe und Unterführungen bis zu 40 Fuß Spannweite mit besonderer Rücksicht auf den Eisenbahnbau. Für Bautechniker, Bauunternehmer und Bauhandwerker. Leipzig 1869.
Heinzerling. Die Grundzüge der konstruktiven Anordnung und statischen Berechnung der Brücken- und Hochbaukonstruktionen. Leipzig 1870—1874.
Dupuit, J. Traité de l'équilibre des voutes et de la construction des ponts en maçonnerie. Paris 1870.
Winkler. Vorträge über Brückenbau. Wien 1872.
Becker, Max. Der Brückenbau in seinem ganzen Umfange. 4. Aufl. Stuttgart 1873.
Charpentier, A. Traité pratique des ponceaux, ponts et viaducs en maçonnerie. Paris 1874.
Decomble, E. Ponts en pierre. Paris 1874.
v. Kaven. Disposition von Brücken und praktische Details. Aachen 1874.
Heinzerling. Die Brücken der Gegenwart. Abt. II. Steinerne Brücken, Heft 1 u. 2. Aachen 1875 u. 1877.
Morandière, M. R. Traité de la construction des ponts et viaducs. Paris 1876.
Bauernfeind, C. M. Vorlegeblätter für Brückenbaukunde, in 3. Auflage bearbeitet von Frauenholz und Asimont. Stuttgart 1877.
Rziha. Eisenbahn-Unter- und -Oberbau. 2. Band. Brückenbau. Wien 1877.
Steiner. Über Brückenbauten in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Wien 1878.
Hoffmann, Fr. Der rationelle Steinbau (Zeitschrift; erscheint seit 1884).

Hilfsbücher zum Berechnen und Konstruieren steinerner Brücken.

Heinzerling, Dr. F. Die angreifenden und widerstehenden Kräfte der Brücken- und Hochbau-Konstruktionen. Zum Gebrauche beim Berechnen von Brücken- und Hochbauten für Ingenieure, Architekten und technische Lehranstalten bearbeitet. 2. Aufl. Berlin 1876.
Deutsches Bauhandbuch. Eine systematische Zusammenstellung der Resultate der Bauwissenschaften mit allen Hilfswissenschaften in ihrer Anwendung auf das Entwerfen und die Ausführung der Bauten. Berlin 1879/82.
Des Ingenieurs Taschenbuch, herausgegeben von dem Verein „Hütte". 13. Aufl. Berlin 1885.

*) Man vergleiche auch die Litteratur-Notizen am Schlusse des I. Kapitels.

III. Kapitel.

Ausführung und Unterhaltung der steinernen Brücken.

Bearbeitet von

G. Mehrtens,

Eisenbahn-Bau- und Betriebs-Inspektor in Frankfurt a. d. Oder.

(Hierzu Tafel XI bis XIX und 60 Holzschnitte.)

---

§ 1. Einleitung. Bezüglich des Baues steinerner Brücken haben sich, wie auch im ersten Kapitel hervorgehoben worden ist, von aufserdeutschen Ländern England und Frankreich besonders ausgezeichnet, während in Amerika die Steinbrücken vergleichsweise eine untergeordnete Rolle spielen. Trotz dieser hervorragenden Stellung Englands gewährt die englische Fachlitteratur nur geringe Ausbeute für die vorliegende Arbeit, weil die Ingenieure, welchen die Überwachung der dortigen Ausführungen obliegt, wohl infolge ihrer umfangreichen Thätigkeit oder beeinflufst durch den in England herrschenden Gebrauch sich bei Veröffentlichungen meist auf eine Beschreibung der fertigen Bauwerke beschränken und weil von den Unternehmern der Bauten Mitteilungen über die Einzelheiten der Ausführung noch weniger zu erwarten sind. — In Amerika wird die Fachlitteratur im wesentlichen ebenso gehandhabt, wie in England; da dies Land aufserdem die Herstellung hölzerner und eiserner Brücken bevorzugt, so erklärt es sich leicht, weshalb auch über die amerikanische Ausführungsweise so wenig bekannt geworden ist, dafs von derselben im Nachstehenden nicht die Rede sein kann.

Anders liegt die Sache in Frankreich. Dafs und aus welchem Grunde in diesem Lande der Bau steinerner Brücken seit Jahrhunderten mit besonderem Erfolg geübt ist, wurde bereits bei anderer Gelegenheit (s. § 3 des I. Kapitels) erwähnt. Hier ist hervorzuheben, wie das System eines seit langer Zeit eingeführten, zweckmäfsig geregelten, aber durch Staatsbeamte kontrolierten Unternehmerbaues daselbst Veranlassung geworden ist, die Art und Weise der Ausführung nach jeder Richtung gut auszubilden. Die französischen Ausführungen nehmen auch bezüglich der Anordnung der Gerüste einen hohen Rang ein und die Anwendung dieser und anderer Hilfsmittel wird dadurch wesentlich unterstützt, dafs das Vorhandensein vorzüglicher natürlicher Cemente die Verwendung kleiner Bruchsteine zu Pfeilern und Gewölben vielerorts erlaubt. — Es kommt nun hinzu, dafs man in Frankreich gewöhnt ist, die Erfahrungen, welche bei der Ausführung grofser Bauten gemacht werden, zu veröffentlichen. Dies geschieht seitens der tüchtig geschulten Ingenieure des Staats mittels der bekannten *Annales des ponts et chaussées* in musterhafter Weise und seitens der Regierung werden diese Veröffentlichungen wirksam

unterstützt. Hierdurch wird das, was Frankreich auf dem Gebiete des Brückenbaues leistet, Gemeingut aller gebildeten Nationen.

In Deutschland hat man beim Bau der steinernen Brücken lange Zeit an alten Formen festgehalten und nicht minder an einer etwas schwerfälligen Ausführungsweise. Selbst die grofsen Viadukte der deutschen Eisenbahnen sind meistenteils unter Anwendung schwerer fester Gerüste und unvollkommener Hilfsvorrichtungen erbaut. Es erstreckt sich aber der Aufschwung, welchen der deutsche Brückenbau in der zweiten Hälfte unseres Jahrhunderts genommen hat, auch auf die Ausführung der Steinbrücken. Bezüglich der Umstände, welche diesen Aufschwung veranlafst haben, kann auf Früheres (s. S. 14 des I. Kapitels) verwiesen werden; hier sei bemerkt, dafs für die Vervollkommnung der Ausführung der Brücken namentlich auch die Heranbildung tüchtiger Bauunternehmer und die damit verbundene ausgedehntere Anwendung des Unternehmerbaues wirksam gewesen sind. — Wie bezüglich der technischen Litteratur bei uns ein sehr reger Eifer herrscht, ist bekannt und sonach ergiebt sich im allgemeinen, dafs es namentlich die Aufzeichnungen in französischen und deutschen technischen Zeitschriften sind, welche die Grundlage für die vorliegende Behandlung der Ausführung steinerner Brücken geliefert haben.

Der gesamte Stoff ist bei der Bearbeitung in folgender Weise gegliedert:

A. Vorbereitung und Leitung der Bauarbeiten.
B. Gerüste und Geräte.
C. Lehrgerüste.
D. Eigentliche Bauarbeiten.
E. Unterhaltungs-, Wiederherstellungs- und Umbauarbeiten, einschliefslich der Arbeiten während des Betriebes.
F. Kosten-Statistik und Litteratur.

Eine Unterteilung dieser Abschnitte ergiebt sich geeigneten Falls, wie bei früheren Gelegenheiten, aus der Gröfse und der Bedeutung der Bauwerke. Es werden dementsprechend unterschieden:

1. Kleine Brücken d. h. solche, welche sich weder durch grofse Lichtweiten, noch durch grofse Höhenentwickelung auszeichnen. Es sind dies zugleich diejenigen Brücken, welche meistenteils nach Normalien (vergl. § 9 des I. Kapitels) gebaut werden.
2. Gröfsere Brücken, d. h. Flufsbrücken (Strombrücken), bei welchen die Längenentwickelung und
3. Viadukte (Thalbrücken), bei welchen die Höhenentwickelung vorherrscht.

Von einer Erörterung der Ausführung der Fundamente sowie von einer eingehenden Besprechung der zahlreichen, bei grofsen Bauausführungen benutzten Hilfsmaschinen konnte abgesehen werden, weil diese Gegenstände im ersten Bande (Kap. III. Grundbau) und im vierten Bande, welcher die Baumaschinen behandelt, berücksichtigt sind. Dagegen ist bei Erörterung der Ausführung der steinernen Pfeiler an geeigneten Stellen auch auf solche Pfeiler Rücksicht genommen, welche als Stützen eines eisernen Überbaues auftreten.

A. Vorbereitung und Leitung der Bauarbeiten.[1])

§ 2. Gliederung der Bauverwaltung im allgemeinen.

1. Bei der Ausführung eines Brückenbaus, wie beim Bau der Verkehrswege überhaupt, handelt es sich um die Herstellung von Werken, welche bei thunlichst eingeschränkten Baukosten demnächst geringe Unterhaltungskosten erfordern und welche infolge gediegener Ausführung eine grofse Dauer haben; es handelt sich mit anderen Worten um die Durchführung des wirtschaftlichen Grundsatzes, viel mit geringen Mitteln zu leisten. Von solchen Gesichtspunkten wird aber ein Bau keineswegs von allen Personen, welche dabei thätig sind, betrachtet, insbesondere ist das Bestreben der grofsen Masse der Arbeiter und Handwerker, mitunter auch das Bestreben der Bauunternehmer, in erster Linie auf den Gelderwerb gerichtet. Interesse an Verringerung der Unterhaltungskosten und an der Dauer der Bauwerke liegt diesen Kreisen in der Regel fern. Die Bauverwaltung mufs nun so eingerichtet werden, dafs trotz der bezeichneten Gegenströmungen wirtschaftlich verfahren wird und hierzu gehört zunächst eine Klasse von Beamten, welche nach Ausbildung und Stand dem Handwerker und dem Arbeiter nicht allzu fern stehen und hierdurch geeignet sind, in erfolgreicher Weise mit ihnen namentlich dann zu verkehren, wenn Arbeitsmängel zu rügen und abzustellen sind: die beaufsichtigenden Beamten (Bauaufseher). — Eine zweite Gruppe von Technikern soll infolge einer höheren Bildung volles Verständnis für die Ziele der Bauausführung mitbringen, daneben aber Erfahrung bezüglich der praktischen Seiten des Faches und Fähigkeit zum Entwerfen und Berechnen der Konstruktionen: die bauleitenden Beamten, nämlich Sektionsbaumeister, Abteilungsbaumeister und Direktoren, von deren Geschäften im folgenden Paragraph eingehender die Rede sein wird. — Endlich müssen Oberbehörden (Aufsichtsbehörden) oder an ihrer Stelle geeignete Personen vorhanden sein, welche die Thätigkeit der Bauleitung regeln: kontrolierende Beamte. Je höher die Stellung des Einzelnen in dieser Stufenfolge ist, desto idealer und desto mehr auf das Grofse gerichtet soll seine Auffassung sein.

Solcher Art sind die Einrichtungen, welche sich bei den mit geeigneten Centralpunkten versehenen Bauverwaltungen des Staats, also beispielsweise in Deutschland und in Frankreich, herausgebildet haben, während in England und in Amerika die Bauten im allgemeinen der Privatthätigkeit überlassen und insofern decentralisiert sind. Die Vorteile und die Nachteile beider Einrichtungen hier zu erörtern, würde zu weit führen, hervorgehoben mufs aber werden, dafs es unter allen Umständen zweckmäfsig ist, den einzelnen Personen innerhalb eines angemessen begrenzten Wirkungskreises eine möglichst ausgedehnte Machtvollkommenheit und Verantwortlichkeit zu übertragen und die Kontrole in angemessenen Grenzen zu halten. Ein organisches und harmonisches Zusammenwirken der Kräfte verspricht beim Bau, wie in verwandten Fällen, am meisten Erfolg.

---

[1]) Vergl. das Kapitel IV „Bauleitung“ des ersten Bandes dieses Werks, welches das hier Gesagte in manchen Stücken ergänzt.



2. Um einen besonderen Fall etwas eingehender zu behandeln, betrachten wir beispielsweise den Geschäftsgang bei Erbauung einer Brücke in einer preufsischen Staats Eisenbahnlinie. Die Oberbehörden (Aufsichtsbehörden) wären dann:

1. Der Minister der öffentlichen Arbeiten,
2. Die Landes-Regierungen.

Die Projekte werden von den den Bau leitenden Behörden — also den Eisenbahn-Direktionen (event. den Bau-Kommissionen) — nach erfolgter landespolizeilicher Prüfung durch die betreffende Regierung dem Ministerium zur Superrevision und Genehmigung vorgelegt. Die landespolizeiliche Prüfung erfolgt nach stattgehabter Begehung der zu bauenden Linie unter Zuziehung der beteiligten Gemeinden, Grundbesitzer und sonstiger Interessenten, als Berg- und Forstbeamte, benachbarte Verkehrs-Verwaltungen u. s. w. Bei dieser Gelegenheit werden — was die Brücken anbetrifft — in der Regel nur die dabei in Betracht kommenden allgemeinen Verkehrs- und Vorflut-Verhältnisse, sowie die Durchflufsweiten, lichten Höhen und Weiten u. dergl. verhandlungsgemäfs festgesetzt. Bei gröfseren Brücken wird die Vorlage von Special-Projekten vorbehalten.

Nach erfolgter Superrevision und Genehmigung erhält die den Bau leitende Behörde die (in der Regel auch in den Kosten festgesetzten) Projekte mit der Ermächtigung zurück, die Ausführung danach unter Beachtung etwaiger Revisions-Bemerkungen u. s. w. zu bewirken. Wird der Bau nicht vom Sitze der Direktion aus geleitet, so wird mit demselben ein Betriebsamt betraut.

Bildet die Brücke einen Teil eines Strafsenbau-Projektes, so kommen bei dem Verfahren zur Festsetzung des Entwurfs noch Provinzial-, Kreis- und Stadt-Behörden in Betracht. Die Unterhaltung und das Eigentum u. s. w. der preufsischen Staatsstrafsen ist nämlich durch Gesetz an die Provinzial-Behörden übergegangen, mit Ausnahme einer Anzahl von grofsen Brücken, deren Unterhaltung dem Staate verblieben ist. Die letzte Genehmigungs-Instanz für Strafsenbau-Projekte ist daher im allgemeinen der Provinzial-Rat, bezw. das technische Mitglied desselben, der Landesbaurat. In allen Fällen jedoch, wo es sich um grofse Brücken über schiffbare Flüsse handelt, oder um solche Brücken, die zum Teil aus fiskalischen Fonds errichtet werden, unterliegt die Genehmigung der Brücken-Projekte auch noch dem Ministerium der öffentlichen Arbeiten.

3. Bevor die endgiltige Genehmigung der Projekte herbeigeführt worden ist, hat die Bauleitung in vielen Fällen ihre Vorarbeiten für den Bau bereits zu beginnen und dieselben möglichst so zu betreiben, dafs nach Eintreffen der Genehmigung die Ausführung sofort ins Werk gesetzt werden kann. Zu diesen Vorarbeiten gehören namentlich: Einsetzung der Lokal-Baubehörden bezw. Gliederung (Organisation) des Baupersonals, Mafsnahmen für die Vergebung der Bauarbeiten, Einrichtung der Baustelle, Beschaffung der Materialien u. s. w.

§ 3. Gliederung des Baupersonals.

1. Es möge wieder angenommen werden, die Brücke liege in einer zu erbauenden längeren Verkehrslinie, welche einer oberen Baubehörde oder einem technischen Dirigenten unterstellt ist. Dann wird die Linie behufs geregelter Vornahme der Geschäfte in Baustrecken (Abteilungen) eingeteilt, welche ihrerseits in Sektionen zerlegt werden, und die gröfsere oder geringere Ausdehnung der Brückenbauten ist hierbei von wesentlichem Einflufs. Bedeutende Bauwerke bilden eine Abteilung oder, falls dieselben doch innerhalb einer Abteilung zu liegen kommen, jedenfalls eine Sektion für sich.

Der Abteilungsbaumeister empfängt in der Regel die fertigen Bauprojekte von seiner vorgesetzten Behörde und hat dann zunächst den gröfsten Teil aller der-

jenigen Unterlagen zu schaffen, die für die Verdingung der Bauarbeiten erforderlich werden; er leitet auch das Verfahren der Verdingung ein und bereitet alles so weit vor, daſs die Verträge nur noch durch die ihm vorgesetzte Instanz genehmigt zu werden brauchen. Während der Bauausführung führt er die Oberaufsicht über das gesamte Personal und Material der Abteilung und leitet das Rechnungswesen. Als Hilfskräfte sind ihm in der Regel ein Abteilungs-Feldmesser, mehrere Techniker für die Bureau-Arbeiten, ein Rechnungsführer, ein Expedient und mehrere Schreiber beigegeben. Er ist der nächste Vorgesetzte des Sektionsbaumeisters.

Der Sektionsbaumeister (Lokal-Baubeamte), dem zur Erledigung der Einzelheiten der Ausführung das erforderliche Hilfspersonal an Aufsehern, Materialienverwaltern, Bauschreibern und Zeichnern zur Seite steht, empfängt die Kopieen der Pläne und Kostenanschläge aus der Hand der Abteilung und leitet auf Grund derselben und nach Maſsgabe der ihm von der Abteilung zugehenden besonderen Weisungen die Ausführung aller in seiner Sektion liegenden Bauten. Er hat der Abteilung nach Vorschrift regelmäſsige und in schwierigen Fällen und bei unvorhergesehenen Ereignissen auch besondere Berichte zu erstatten, ferner zugleich Vorschläge für weitere Maſsnahmen zu machen. Wenn Gefahr im Verzuge ist, darf er auch ausnahmsweise selbständig Anordnungen treffen, für welche er sonst in der Regel erst Genehmigung einholen muſs.

Für die Leistungen seiner Unterbeamten ist er verantwortlich, deshalb wird er eine strenge Kontrole über deren Thätigkeit handhaben müssen. Besonders bezieht sich dies auf die Bauaufseher, denen die Überwachung sämtlicher Bauarbeiten während der ganzen täglichen Arbeitszeit, die Ausführung der kleineren täglichen Messungen und Berechnungen, die Führung der bezüglichen laufenden Rapporte, die Aufstellung der Lohnlisten und die Löhnung der Arbeiter obliegt und welche die Pflicht haben, zur Aufrechthaltung der Zucht und Ordnung unter den Arbeitern mitzuwirken.

Bei der Vielseitigkeit der den Aufsehern obliegenden Pflichten wird es denselben oft sehr erschwert auf die eigentliche Ausführung stets ein wachsames Auge zu haben, daher sollte bei kleineren Bauten die den Bauaufsehern zuerteilte Strecke nicht zu lang bemessen werden (2, höchstens 4 km), damit dieselben im stande sind, auſser ihren sonstigen Geschäften, als Verwaltung der Materialien und des Streckeninventars, Beaufsichtigung der Erdarbeiten u. s. w., alle Arbeitsstellen ihrer Strecke täglich mehrere Male zu begehen.

Bei gröſseren Bauten sollte, um die Kräfte des Einzelnen nicht zu sehr zu zersplittern, die Bauaufsicht von der Materialien-Verwaltung getrennt werden und ferner eine genügende Anzahl Aufseher am Platze sein, damit zu keiner Zeit und an keiner wichtigen Arbeitsstelle die Arbeiten ohne Aufsicht sind, denn es giebt, namentlich beim Unternehmer- und Accordbau nicht selten gewissenlose Arbeiter, die hinter dem Rücken der Beamten ihrer Vorliebe für mühelosen Verdienst die Zügel schieſsen lassen.

2. Der Bauaufseher hat in Form von täglichen oder wöchentlichen Rapporten, einerlei ob in Regie oder mit Unternehmern gebaut wird (vergl. besondere Bedingungen u. s. w. § 19), über die Anzahl der beschäftigten Arbeiter, der im Betriebe befindlichen Pferde und Geräte, über Witterungsverhältnisse, kurz über alle beim Bau vorkommenden Ereignisse und Störungen genaue Tageslisten zu führen, die bei groſsen Bauten als Unterlagen für das bei der Sektion zu führende Tagebuch dienen.

Was die Form der Rapporte anbetrifft, so kann dieselbe je nach Art der Ausführung (ob Regie- oder Unternehmerbau), Bedeutung des Bauwerks oder dem Ermessen der bauleitenden Ingenieure eine verschiedene sein.

Im allgemeinen dienen für die wöchentlich einzureichenden Materialien- und Arbeitsrapporte beim Bau kleinerer Brücken die nachstehenden Formulare, die mit einer geringen Abänderung der Spalte „Bezeichnung der Baustelle" auch für gröſsere Brücken, die besondere Rapporte erfordern, benutzt werden können.

. . . . . Eisenbahn. (Vorderseite.)
Neubaustrecke . . . .
Sektion:

Arbeits-Rapport

für die Zeit vom . . ten . . . . . bis . . ten 18

Lauf. No.	Namen des Unternehmers.	Bezeichnung der Baustelle: Station.	Bezeichnung der Baustelle: Schacht (Schachtmeister) Bauwerk (Polier).	Maurer. (Tagewerke.)	Zimmerleute. (Tagewerke.)	Vorarbeiter. (Tagewerke.)	Arbeiter. (Tagewerke.)	Lowries. (Stückzahl.)	Kippkarren. (Stückzahl.)	Bockkarren. (Stückzahl.)	Pferde. (Stückzahl.)	Beschreibung der geleisteten Arbeit.	Bemerkungen.

. . . . . Eisenbahn. (Rückseite.)
Neubaustrecke . . . .
Sektion:

Materialien-Rapport

für die Zeit vom . . ten . . . . . bis . . ten 18

Lauf. No.	Bezeichnung der Baustelle: Station.	Bezeichnung der Baustelle: Bauwerk.	Namen des Lieferanten.	Bruchsteine. cbm	Ziegel. Stück	Werksteine. cbm	Cement. Tonne	Kalk. cbm	Sand. cbm	Pflastersteine. cbm	Kies. cbm			Bemerkungen.

Die Rapporte sind zweckmäſsig in Aktenformat anzufertigen. Die Rückseite trägt auſser der obigen Einteilung noch die Vermerke:

„Aufgestellt d.. ....." und „Revidiert d.. ....."

nebst den Unterschriften des Aufsehers und Sektionsvorstandes.

Für die Tagesrapporte gröſserer Bauwerke empfiehlt sich das folgende Formular:

Rapport

über die Arbeiten . . . .
am . . . ten . . . . . . 18 . .
Arbeitszeit von . . Uhr . . . bis . . Uhr . . . .

Baustelle.	Beschreibung der im Laufe des Tages ausgeführten Leistung.	Zeitdauer der Leistung von Uhr	von Min.	bis Uhr	bis Min.	Anzahl der dabei beschäftigten Arbeiter: Erdarbeiter.	Maurer.	Steinhauer.	Zimmerleute.	Mörtelmacher.	Handlanger.	Sonstige Arbeiter.	Gröſse der Leistung: cbm	qm	m	Stück.	Bemerkungen über Hilfsvorrichtungen, Geräte, Motoren, Störungen oder sonstige Vorkommnisse.

Alle Rapporte sind für vertragsmäſsige und auſservertragsmäſsige Arbeiten (Nebenarbeiten) getrennt zu halten und bleiben auf der Sektion, welche dann mit Benutzung derselben und auf Grund besonderer Aufmessungen in der Regel allmonatlich eine übersichtliche Zusammenstellung der Gesamtleistungen mit erläuterndem Bericht der Abteilung einsendet.

Da diese Zusammenstellungen sowohl den Fortschritt der Arbeiten zur Darstellung bringen, als auch gleichzeitig eine Unterlage für Abschlagszahlungen abgeben sollen, so ist es zweckmäfsig, wenn sämtliche Positionen des Preisverzeichnisses darin aufgeführt sind.

Das nachstehende, für kleine Bauwerke zu benutzende Formular, das allmonatlich der Sektion für weitere Eintragungen zurückgestellt wird, hat sich als übersichtlich und zweckmäfsig erwiesen.

(Vorderseite.)

Lauf. No.	Station.	Bezeichnung des Bauwerks.	Lichte Weite. m	Gesamt-Mauermassen. cbm	Bis zum 1. April 18.. sind gefördert.	Von dem Unternehmer geförderte Mauermassen. Im Jahre 18.. bis letzten									Im Jahre 18.. bis letzten					
						April.	Mai.	Juni.	Juli.	August.	Septbr.	Oktobr.	Novbr.	Dezbr.	Januar.	Febr.	März.	April.	Mai.	Juni.

(Rückseite.)

Zusammenstellung
der auf der . . Sektion geleisteten Nebenarbeiten nach Positionen des Preisverzeichnisses geordnet.

18..	Erdarbeiten							Kunstbauten							
	Wegebefestigungen				Chaussierung	Pflaster	Thonröhren 0,3 m	Spundwände	Balkenhölzer	Schmiedeeisen	Beton	Provisorische Brücken		Eisenrohr 0,5 m
	Pos. 2 qm	Pos. 2a qm	Pos. 3 qm	Pos. 3a qm	Pos. 4 qm	Pos. 5 qm	Pos. 6 lauf. m	Pos. 2 lauf. m	Pos. 3 cbm	Pos. 4 kg	Pos. 5 cbm	Pos. 6 cbm	Pos. 7 cbm	Pos. 8 lauf. m
April														

Bei grofsen Brücken oder bei Ausführung kleiner Brücken mit vielen Einheitspreisen würde das vorstehende, für die Berichte der Sektionen und der Abteilung bestimmte Formular zu umfangreich und zu wenig übersichtlich werden, weshalb es vorzuziehen ist, hier als Anlage des Berichtes jedesmal einen Auszug aus dem Kostenanschlage beizufügen.

Es liegt nun besonders in der Hand des Lokalbaubeamten, durch entsprechende Anweisungen dafür zu sorgen und darüber zu wachen, dafs sämtliche Rapporte von dem Aufsichtspersonal mit solcher Gründlichkeit und in solcher Ausführlichkeit aufgestellt werden, wie es für die Erlangung einer genauen Kenntnis der Arbeitsleistungen und des Materialverbrauchs für jede Gattung der vorkommenden Arbeiten notwendig ist.

Bei Darstellung der Gesamtfortschritte eines gröfseren Brückenbaus leisten graphische Darstellungen gute Dienste, in welchen die Zeiten auf einer Abscissen-Achse und die Höhen, welche das Bauwerk in seinen einzelnen Teilen erreicht hat, auf der Ordinaten-Achse vermerkt werden, s. u. a. Zeitschr. f. Baukunde 1880, Bl. 18.

Eine genaue Kenntnis der Bauergebnisse ermöglicht es, bei Beendigung des Baues die Angemessenheit der gezahlten Preise nachträglich zu prüfen und eine Veröffentlichung jener Ergebnisse wird auch in weiteren Kreisen als willkommenes statistisches Material für die Bearbeitung künftiger Projekte geschätzt, es kann deshalb nicht genug darauf hingewiesen werden, welches Verdienst sich die Bauleitung durch die Veröffentlichung solcher auf gründliche Versuche und Ermittelungen gestützten Zahlen erwirbt. Leider

ist die Litteratur nicht reich an derartigen Veröffentlichungen. Das wenige vorhandene Material zusammen mit dem noch nicht veröffentlichten aus eigener Erfahrung oder durch direkte Erkundigungen geschöpften, ist an geeigneter Stelle, vornehmlich in Abschnitt F. (§ 33 bis 38) verwertet.

§ 4. Verdingung (Vergebung) der Bauarbeiten.

1. Nach den Beziehungen, in welche die Bauverwaltung zu den ausführenden Parteien tritt, ist die Ausführung unter eigener Verwaltung (Regie) oder durch Unternehmer (Entreprise) zu unterscheiden. Wegen der allgemeinen Vorteile und Nachteile dieser Baumethoden wird auf das IV. Kapitel des I. Bandes verwiesen.

Die Methode des Regiebaues im strengsten Sinne des Wortes, bei der die Bauverwaltung sämtliche Baumaterialien und Baugeräte u. s. w. selber beschafft und sämtliche vorkommenden Arbeiten durch Schacht- oder Werkmeister in Accord oder Lohn ausführen läfst, ist — auch beim Brückenbau — veraltet. Abarten derselben kommen jedoch noch häufig vor, z. B.

1. Beschaffung der Materialien für die Bauwerke und Gerüste durch die Bauverwaltung, Vergebung der einzelnen Arbeiten nach Einheitspreisen an geeignete Werkmeister oder an kleinere Unternehmer, welche Geräte u. s. w. auf eigene Kosten zu beschaffen und zu erhalten haben; oder
2. Lieferung sämtlicher Materialien entweder ein- oder ausschliefslich Cement, Kalk und Sand durch die Bauverwaltung und Ausführung sämtlicher Arbeiten inkl. aller Gerüste, Geräte u. s. w. durch einen oder mehrere Unternehmer nach Einheitspreisen. Dies Verfahren vermittelt

die Methode des Entreprisebaus, bei welchem die Lieferung sämtlicher Materialien und die gesamte Ausführung in der Hand eines Unternehmers liegt.

Die beiden letzten Arten der Ausführung kommen allmählich, besonders nach dem Vorgange Frankreichs und Englands, auch in Deutschland mehr zur Geltung. Eine eingehende Kritik derselben dürfte hier nicht am Platze sein[2]), es soll nur bemerkt werden, dafs es auch heute noch, namentlich in Süddeutschland, viele Bauverwaltungen giebt, welche der Methode des Regiebaues bezw. der Vergebung an kleinere Unternehmer und Arbeiterpartien den Vorzug geben, weil bei der von ihnen früher geübten Methode des Grofsunternehmerbaues viele Unzuträglichkeiten zu Tage getreten sind. Kostspielige Prozesse, hauptsächlich aber die Unmöglichkeit, im Verlaufe des Baues die vielfach zufällig sich ergebenden Vorteile für den Baubetrieb auszunutzen, Schwierigkeiten im Grunderwerb, welche eine öftere Änderung der Baudispositionen erforderlich machen und demzufolge Streitigkeiten zwischen Unternehmer und Bauverwaltung erzeugen, waren Veranlassung dazu.

2. Bei Ausführung kleiner Brücken war es früher mit wenig Ausnahmen Gebrauch, selbst den kleinsten Durchlafs nach Einheitspreisen der verschiedenen Arbeiten zu veranschlagen und zu vergeben. In neuerer Zeit ist man davon abgekommen. Man gewöhnt sich allmählich daran, nur die Gesamtmasse der Bauwerke einer Linie zu be-

---

[2]) Man vergl. Denkschrift des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine. IV. Über Vergebung von Bauarbeiten und Bauaccorde. 1877. — Deutsche Bauz. 1876, No. 41, 48 u. 51. Über die Art Bauausführungen zu vergeben. — Zeitschr. des österr. Arch.- u. Ing.-Ver. 1876, S. 218. F. Edler v. Schwarz. Die Bausysteme. — Deutsche Bauz. 1884, S. 544 u. 553. Konferenz zur Revision der Submissions-Bedingungen in Preufsen. — Neuregelung des staatlichen Verdingungswesens in Preufsen. Deutsche Bauz. 1885, S. 375 und Wochenbl. f. Baukunde 1885, S. 306.

rechnen und die Ausführung einschl. aller Nebenarbeiten nach einem Einheitspreise pro cbm mit oder ohne, oder mit teilweiser Materiallieferung losweise oder im ganzen zu vergeben. Letztere Methode ist jedenfalls empfehlenswert, da sowohl durch die einfache Veranschlagung und Vergebung, als aber auch namentlich durch die bedeutend vereinfachte Schlufsabrechnung viel Zeit und Mühe erspart wird.

Für die Ausführung gröfserer Brücken und Viadukte erscheint die als zweite Methode vorgeführte Art und Weise der Ausführung als die geeignetste. Die Lieferung der hauptsächlichsten Baumaterialien, als Bruchsteine, Werksteine, Ziegel, Cement und Mörtelmaterialien durch die Bauverwaltung bietet derselben die beste Garantie für die Erlangung einer zweckentsprechenden Qualität und für die rechtzeitige Beschaffung. Besonders bei hohen Bauwerken, deren untere Schichten eine aufsergewöhnliche Pressung zu erdulden haben, mufs bei Beurteilung des zu verwendenden Materials mit der gröfsten Vorsicht vorgegangen werden. Es erfordert oft zeitraubende Untersuchungen, ehe sich das geeignete Material gefunden hat, sodafs in vielen Fällen, wo die Ausführung drängt, mit der Materialbeschaffung vorgegangen werden mufs, ehe überhaupt das Projekt durch alle Revisions-Instanzen gegangen und endgiltig festgestellt ist. Gröfsere Projekte erleiden auch öfter während des Baues noch Änderungen, legt man daher Wert auf schnelle und solide Ausführung, so wird die gleichzeitige Lieferung der sämtlichen Materialien durch die ausführenden Unternehmer entweder nicht rechtzeitig erfolgen oder doch zu allerlei Streitigkeiten leicht Veranlassung geben können.

Wenn danach auch je nach den örtlichen Verhältnissen und den begleitenden Umständen mancherlei Ausführungs-Methoden vorteilhaft erscheinen können, so mufs doch in jedem einzelnen Falle der Grundsatz beherzigt werden: je weniger Lieferanten und Unternehmer, und je weniger Einheitspreise, desto übersichtlicher die Bauführung und die Abrechnung, also desto weniger Anlafs für Entstehung von Meinungsverschiedenheiten, in der Voraussetzung natürlich, dafs die Unternehmer leistungsfähig und die Verträge, auf gründliche Vorarbeiten gestützt, klar und bestimmt gefafst sind.

3. Die Vertrags-Abschlüsse über Bauarbeiten und Lieferungen pflegen auf Grund der folgenden drei Arten des Verdings abgeschlossen zu werden:

1. Des Verdings nach Einheitspreisen,
2. des Verdings nach Pauschsummen,
3. eines gemischten Systems.

Hierzu kommt noch die Verdingung in Tagelohn, welche jedoch überall so weit thunlich eingeschränkt und nur da angewendet werden sollte, wo der Umfang und der Wert der Arbeiten im voraus nicht genau zu bemessen oder wo eine ungewöhnliche Sorgfalt in der Ausführung verlangt wird. Die Verdingung der Bauarbeiten erfolgt entweder unter der Hand (freihändig) oder im Wege der Ausschreibung (Submission). Die Ausschreibung kann wieder eine öffentliche oder eine engere (beschränkte) sein. — Das geschäftliche Verfahren bei den genannten Arten der Verdingung wird als bekannt vorausgesetzt.

§ 5. Unterlagen für die Verdingung.

1. Als Unterlagen für die Verträge hat man die Massen- und Kostenberechnungen und die Baubedingungen zu beschaffen, aufserdem ist die erforderliche Bauzeit zu ermitteln. Die Baubedingungen sind zu trennen in:

a. allgemeine, welche lediglich die gegenseitigen rechtlichen Beziehungen zwischen Unternehmer und Bauverwaltung ins Auge fassen,

b. besondere, welche rein technischer Natur und genau der vorliegenden Ausführung angepafst sind.

Zuweilen werden zu a. noch besondere Submissions-Bedingungen ausgegeben, welche jedoch zweckmäfsig mit den allgemeinen Bedingungen vereinigt werden können und zu b. noch allgemeine technische Bedingungen, die aber nur von Nutzen sein können bei Vergebung einer Reihe von Bauwerken, unter denen etwa einige ganz besondere technische Vorschriften für die Ausführung erfordern.

Diese Bedingungen zusammen mit der Massenberechnung, dem Kostenanschlage, (an dessen Stelle auch ein Angebot mit anhängendem Preisverzeichnisse treten kann), und den Zeichnungen, werden in der Regel durch Umdruck vervielfältigt und gegen Erstattung der Selbstkosten an die Submittenten verabfolgt. Bei Abschlufs des Vertrages bilden dieselben die Anlagen des letzteren. Der Vertrag wird um so klarer und übersichtlicher ausfallen, je sorgfältiger die Unterlagen in Bezug auf Inhalt und Umfang festgestellt worden sind.

2. **Bei Herstellung der Massenberechnung** für eine Reihe kleiner Brücken ist es zu empfehlen, die Massen der verschiedenen Bestandteile der Bauwerke (Fundamente, aufgehendes Mauerwerk, Gewölbe u. s. w.) möglichst genau und tabellarisch, etwa unter Benutzung des nachstehenden Formulars zusammenzustellen, um dem Unternehmer Gelegenheit zu geben, eine genaue Übersicht der verschiedenen Arbeiten, der Massen und der Orte, wo dieselben zur Ausführung kommen, zu gewinnen, wodurch allein er im stande sein wird, mit Rücksicht auf alle einschlagenden Verhältnisse seinen genauesten Einheitspreis pro cbm der ganzen Masse des Bauwerkes abzugeben.

Stat. No.	Benennung des Bauwerks.	Lichte Weite	1. Erd-ausgrabung	2. Fundament-mauerwerk	3. Aufgehendes Mauerwerk	4. Gewölbe-mauerwerk	5. Pflaster	6. Deckplatten	7. Werksteine	8. Abdeckung der Gewölbe mit a. flach-gelegten Back-steinen	b. Asphalt	9. Ausfugen	Röhren 0,5 m	0,3 m	Bemerkungen.
		m	cbm	cbm	cbm	cbm	qm	qm	cbm	qm	qm	qm			

Eine Schwierigkeit bei Ermittelung der Massen entsteht häufig insofern, als es oft nicht möglich ist, die Fundierungsart des Bauwerkes rechtzeitig festzustellen. Dies ist besonders bei Eisenbahnen der Fall, wo mit Einholung der erforderlichen höheren Genehmigung für die Ausführung jedes einzelnen Bauwerkes so viel Zeit verloren geht, dafs wohl die wenigsten Verwaltungen in den Stand gesetzt sind, für die Vergebung der Arbeiten denjenigen Zeitpunkt abzuwarten, wo alle Projekte endgiltig festgestellt und genehmigt sind. Wenn man daher auch alle erforderlichen Vorarbeiten möglichst betrieben hat, so kommt es auf einer längeren Linie doch häufig vor, dafs Änderungen an den Projekten, Verlegung der Bauwerke u. s. w. eine andere Fundierungsart erforderlich machen, als die von vornherein vorgesehene. Aus diesem Grunde ist es wünschenswert, im Preisverzeichnis für kleine Brücken aufser dem Haupt-Einheitspreise noch mehrere Einheitspreise für eintretende Fälle einzuführen.

Nachstehend ist ein Muster eines solchen Preis-Verzeichnisses gegeben.

Preisverzeichnis und Kostenanschlag

für die Ausführung der Kunstbauten auf dem .... Lose der Neubaustrecke ....

Vorbemerkung. Alle nachstehend aufgeführten Preise sind, wenn nicht im Text ausdrücklich das Gegenteil vorgeschrieben ist, einschl. Arbeitslohn und aller Materiallieferung, Vorhalten der Geräte und Rüstungen, Ausheben, Trockenhalten, Absteifen, überhaupt Sichern, und Verfüllen der Baugruben, Verkarren der übrig bleibenden Erde, Abdeckung der Gewölbe mit Asphalt, Ausfugen bezw. Verputzen der sichtbar bleibenden Flächen, überhaupt einschl. aller Nebenarbeiten zu verstehen. — In Fällen, wo die Bauverwaltung selbst die Materialien liefert, ist der Transport derselben bis auf 100 m Entfernung ebenfalls in den bedungenen Preisen mit enthalten.

1. ... cbm fertiges Mauerwerk einschl. aller Materialien, auch der Werksteine, ohne Unterschied der Arten des Mauerwerks und einschl. aller Nebenarbeiten (vergl. Vorbemerkung) abnahmefähig herzustellen.

1ª. ... cbm wie ad 1 einschl. aller Nebenarbeiten u. s. w. jedoch ausschl. Lieferung der Bruchsteine, Ziegel, Werksteine, sowie des Cements.

2. ... cbm Spundwand von .... m starken Spundpfählen, mit .... m starken Eck- und Bundpfählen zu liefern, zu spitzen, mit gehobelten Nuten und Federn zu versehen und vorschriftsmäſsig einzurammen, ohne Unterschied des Untergrundes, einschl. Verschneiden der Pfähle auf anzugebender Höhe, sowie einschl. unentgeltlicher Lieferung der erforderlichen Zangen, Bolzen, Rammgeräte und Rüstungen.

2ª. ... cbm Spundwand von .... m starken Spundpfählen und .... m starken Eck- und Bundpfählen, sonst wie pos. 2 herzustellen.

3. ... cbm Fundamentierung von Beton, bestehend aus je: 1,2 Tonnen Cement, 0,5 cbm Sand, 0,67 cbm Kalksteinen bezw. reinen geschlagenen Bruchsteinen nach Vorschrift herzustellen einschl. Material und Geräte.

4. ... cbm Erde für Brunnensenkungen bis zum Wasser auszuschachten und nach Anweisung zu verkarren.

5. ... lauf. m Brunnenkranz (äuſserer Umfang gemessen) .... m stark herzustellen einschl. Lieferung des erforderlichen Materials, des Eisenzeuges und Verlegen des Kranzes.

5ª. ... lauf. m Brunnenkranz .... m stark herzustellen, einschl. Materiallieferung, sonst ganz wie pos. 5.

6. ... cbm Ziegelmauerwerk der Brunnenkessel in Cementmörtel herzustellen einschl. Material.

7. ... cbm Erde für Brunnenkessel und Mauerwerk auszubaggern und den Brunnen bis auf 4 m Tiefe im Wasser zu senken.

7ª. ... cbm Erde wie vor bei 4—8 m Tiefe.

7ᵇ. ... cbm Erde wie vor bei 8—12 m Tiefe.

8. ... lauf. m fertig verlegte Thonrohrdurchlässe .... m weit herzustellen, einschl. Lieferung derselben, Aufgraben, Verfüllen u. s. w.

8ª. ... lauf. m Thonrohrdurchlaſs .... m weit herzustellen, sonst wie vor.

9. ... lauf. m eiserne Röhren .... m im Lichten weit mit .... m starken Wänden zu liefern und zu verlegen einschl. Erdarbeiten u. s. w.

10. ... cbm Balkenhölzer und Bohlen zu Brücken zu liefern, nach Vorschrift zu verarbeiten und aufzubringen, einschl. Lieferung der Nägel und Befestigen des Eisenzeuges.

11. ... kg Schmiedeisen zu Bolzen, Klammern, Ankern oder dergl. zu liefern.

Bei groſsen Brücken wird für das Preisverzeichnis am besten gleich der Special-Kostenanschlag benutzt.

Manche Bauverwaltungen setzen die von ihnen veranschlagten Einheitspreise hinzu und gestatten ein Ab- oder Höherbieten in Prozenten, andere füllen dieselben nicht aus und veranlassen die Unternehmer zur Abgabe der Preise. Letzteres Verfahren erscheint als das geeignetste, da es die Submittenten zwingt, die Preisbestimmung gründlich zu betreiben und ein bloſses gedankenloses Herunterbieten oft verhindert.

Über die besonderen technischen Bedingungen vergl. § 19.

3. Nachdem sämtliche Vertragsanlagen festgestellt sind, erübrigt noch die Festsetzung des Vollendungs-Termines bezw. die Bestimmung der Bauzeit, wobei verschiedene Faktoren maſsgebend sind.

Bei Eisenbahn- und Strafsenlinien, wo es sich nicht blofs um die Ausführung eines einzelnen Bauwerkes handelt, pflegt sich der Endtermin für die Fertigstellung nach dem Vollendungstermine, der für die ganze Linie in Aussicht genommen ist, zu richten. Stets diesen Termin im Auge behaltend, wird man zunächst die Bauzeit derjenigen Bauwerke ermitteln, welche bereits für über dieselben hinaus disponierte Massentransporte u. s. w. fertiggestellt sein müssen. Diese Bauwerke werden meistens kleinere Brücken sein, denn Massentransporte, für welche erst die Fertigstellung einer grofsen Brücke oder eines Viaduktes abgewartet werden mufs, gehören zu den Seltenheiten. Falls nämlich ein solcher Transport nicht vermieden werden kann, hat man immer Gelegenheit, die Gerüste des Bauwerkes für den Interimstransport schon während des Brückenbaues zu benutzen.

Die Bauzeit für diese kleinen Brücken, die in der Regel nur wenige Wochen beträgt, ist also von vornherein gegeben, man hat deshalb, um die tägliche Leistung zu bestimmen, nur die Zahl der disponiblen Arbeitstage in die ganze Masse des Bauwerkes zu dividieren. Übersteigt die gefundene Zahl die erfahrungsmäfsig zu erwartende durchschnittliche Leistung, so wird man die Bauzeit entsprechend verlängern müssen. Statistische Angaben über Arbeitsleistungen s. in § 36.

Handelt es sich um die Bestimmung der Bauzeit für grofse Brücken und Viadukte, einerlei, ob nun diese Bestimmung abhängig ist von der feststehenden Bauzeit einer Strafsen- und Eisenbahnlinie, in welcher das Bauwerk liegt, oder ob das Umgekehrte eintritt, so fällt allerdings die Masse des Bauwerkes auch hierbei als Hauptfaktor bedeutend ins Gewicht, jedoch ist es unmöglich, allein mit Rücksicht auf diese, ganz abgesehen von den etwa eintretenden zufälligen Störungen, die Bauzeit genau zu bestimmen, wenn man nicht die rechtzeitige Lieferung aller Materialien und die Heranziehung der erforderlichen Arbeitskräfte als gesichert voraussetzt.

Man bestimmt daher die Bauzeit einer grofsen Brücke nur nach einer Anzahl von Baujahren, indem man für jedes Baujahr bezw. für jede Bauperiode desselben besondere Dispositionen über die zeitliche Aufeinanderfolge der Bauarbeiten trifft. In älterer Zeit gebrauchte man für die Erbauung einer gröfseren Brücke eine Reihe von Jahren; heutzutage, Dank den Fortschritten in den Hilfsmitteln der Technik, werden die gröfsten Bauwerke in höchstens zwei Bauperioden zur Vollendung gebracht. Perronet z. B. gebrauchte zum Bau der Neuilly-Brücke und der Concorde-Brücke volle 6 Jahre, Règemortes[3]) für die Brücke von Moulins sogar 10 Jahre (1753—1763). Ferner waren die Bauzeiten der Londoner Brücken folgende: Blackfriars (1760—1769), Waterloo (1811—1817), Neue London (1824—1831). Dagegen erforderten der Chaumont-Viadukt 15 Monate[4]), die Brücke bei Longeville über die Mosel 14 Monate, der Indre- und Bercy-Viadukt 18 Monate, Manse-, Creuse-, Cher- und Vienne-Viadukt zwei Bauperioden, die Brücke bei Nogent sur Marne 30 Monate.[5])

Für die ungefähre Bestimmung der Bauzeit gewährt Tabelle IX in § 37, in welcher die bedeutendsten Bauwerke verschiedener Länder und deren Bauzeit u. s. w. übersichtlich zusammengestellt sind, einigen Anhalt.

---

[3]) de Règemortes. Description du nouveau pont en pierre construit sur la rivière d'Allier à Moulins. Paris 1771.

[4]) Dieses erstaunliche Resultat bei einer Gesamtmasse des Mauerwerks von ca. 60000 cbm konnte nur durch Zuhilfenahme der Nachtarbeit und durch grofsen Aufwand von Arbeitskräften und Hilfsmaschinen erreicht werden. Es waren in Max. täglich im Betriebe: 2500 Arbeiter (darunter 400 Maurer), 300 Pferde, 10 Dampfmaschinen, 85 Laufkrähne.

[5]) Perdonnet et Polonceau. Nouveau portefeuille etc. S. 253 (Viaduc de la Suize à Chaumont), ebendaselbst S. 189 (Pont sur la Moselle à Longeville-les-Metz), ebendaselbst S. 341 (Viaduc de Nogent sur Marne).

§ 6. Einrichtung der Baustelle.

1. Die Erwerbung des Terrains für die Bauausführung erfolgt durch die Bauverwaltung und mit seltenen Ausnahmen auch die Pachtung oder der Erwerb des Terrains für Materialien-Lagerplätze und Abmachung über Mitbenutzung von fremden Zufuhrwegen, vergl. § 10 der besonderen Bedingungen für grofse Brücken in § 19.

Für kleinere Brücken in Eisenbahn- und Strafsenlinien werden nicht stets besondere Lagerplätze erforderlich, da häufig das bereits erworbene Bahnterrain dazu ausreicht. Für grofse Brücken und Viadukte wird auf beiden Ufern bezw. zu beiden Seiten des Bauwerkes ein genügend breiter Landstreifen erworben oder gepachtet. In beiden Fällen, wenn das Bahnterrain im Wege der Enteignung erworben werden mufs, kann auch wiederholt der Fall vorkommen, dafs man versuchen mufs, schon vor Beendigung des Enteignungs-Verfahrens die Lagerplätze für ein wichtiges Bauwerk zu erwerben oder zu pachten, um die rechtzeitige Herbeischaffung der Materialien zu ermöglichen. Dies wird oft nur mit grofsen Opfern erreicht.

In den Pachtverträgen ist festzusetzen, dafs die vereinbarte Pachtsumme auch für etwaige durch die Lagerung herbeigeführte Verschlechterungen der betreffenden Grundstücke volle Entschädigung gewährt.

Sobald die vorstehenden, den Grunderwerb betreffenden Fragen u. s. w. erledigt sind, wird mit der Projektierung der für die Ausführung erforderlichen interimistischen Anlagen der Baustelle vorgegangen. Hierzu braucht man einen genauen Lageplan der Baustelle, der übrigens meistens auch schon für die Anfertigung genauer Bauprojekte erforderlich ist, mit eingeschriebenen Höhenzahlen bezw. Höhenlinien, ferner mit Angabe der Kulturarten, der Ergebnisse der Bodenuntersuchungen, des niedrigsten, mittleren und höchsten Wasserstandes, sowie der Grenzen des Inundations-Gebietes.

2. Die interimistischen Anlagen kann man, wie folgt, einteilen:

a. in solche, welche für das Baupersonal und die Arbeiter hergestellt werden (Bauhütten, Arbeiter-Baracken, Lazarette, Restaurationen, Aborte u. s. w.),
b. in solche, welche dem Transport und der Lagerung des Baumateriales dienen (Magazine, Kalkgruben, Zufuhrwege, Interimsgleise, Lagerplätze u. dergl.),
c. in solche, welche Erleichterung der Arbeit bezwecken (Anlagen für Mörtelbereitung, Lade- und Hebevorrichtungen, Arbeitsgerüste, maschinelle Einrichtungen verschiedener Art),
d. in solche, welche als Hilfsmittel zur Aufrechterhaltung und Sicherung des durch die Bauausführung gestörten oder unterbrochenen Verkehrs auf bestehenden Strafsen, Eisenbahnen und Flüssen dienen, als provisorische Verlegungen von Verkehrswegen, zeitweise Einschränkung oder Sicherung des Betriebes auf Verkehrswegen u. s. w.

Die unter c. und d. benannten interimistischen Anlagen stehen in so naher Beziehung zur eigentlichen Bauausführung, dafs deren eingehendere Besprechung in den folgenden Abschnitten am Platze ist. An dieser Stelle werden dieselben nur insoweit zu erörtern sein, als sie die Einrichtung der Baustelle beeinflussen.

3. Auf den Baustellen der kleineren Brücken findet man meistens nur eine verschliefsbare Baubude mit Raum für Aufseher und Materialien, häufig aber auch diese nicht und dafür nur ein niedriges Schutzdach für Lagerung des Cementes u. s. w. Gröfsere Bauverwaltungen treiben hierin oft mehr Luxus, der aber durchaus nicht empfehlenswert ist, da die meisten kleinen Eisenbahn- und Strafsenbrücken innerhalb weniger Wochen zur Ausführung kommen. Es wird allen Anforderungen genügen, wenn auf

einer gröfseren im Bau begriffenen Strecke nur an den Hauptarbeitspunkten Baubuden errichtet werden, deren Wiederverwendung an anderer Stelle nach Bedürfnis erfolgen kann.

Die Anordnung der Lagerplätze ist ebenso einfach. Dieselben werden, wenn erforderlich, geebnet und liegen am besten in möglichster Nähe des Bauwerkes, da der Transport zur Verbrauchsstelle ohne künstliche Hilfsmittel einfach durch Steinkarren auf Bohlenunterlagen und geneigten Ebenen durch Handlanger bewirkt wird.

Auf grofsen Brückenbaustellen ist die zweckmäfsige Gruppierung der einzelnen Baulichkeiten von erheblicherer Wichtigkeit. Die Bauhütte (Baubureau), in welcher hier sämtliche auf den Bau bezügliche schriftliche und zeichnerische Arbeiten ausgeführt werden, soll so liegen, dafs ein möglichst grofser Teil des Bauplatzes von derselben aus übersehen werden kann.

Die Magazine für Mörtelmaterialien sind über den höchsten Wasserstand zu legen. Der Umfang der Anlagen für die Mörtelbereitung ist nach der täglich zu erwartenden Verbrauchsmenge an Mörtel zu bemessen. Als Beispiel einer Mörtelbereitungs-Anlage ist auf T. XVIII, F. 1 bis 1^d der Mörtelschuppen vom Ruhr-Viadukt bei Herdecke gegeben.

Über die Lage der übrigen Baulichkeiten lassen sich bestimmte Vorschriften nicht machen, die Situation derselben an gut zukömmlichen, den Transport zur Ausführungsstelle nicht hindernd in den Weg tretenden Stellen wird gewöhnlich Hauptbedingung sein.

In einzelnen Fällen kann auch die Unterbringung und Verpflegung der für umfangreiche Ausführungen erforderlichen Arbeiter Schwierigkeiten bereiten. Ein lehrreiches Beispiel dieser Art bietet die Semmering-Bahn[6]), deren Linie eine Gegend von so rauher Beschaffenheit mit vielen steilen, waldigen Abhängen durchschneidet, dafs für das Unterkommen der bei diesem schwierigen Bau beschäftigt gewesenen Arbeiter, deren Zahl sich oft auf 12 bis 15000 belaufen hat[7]), umfassende Vorkehrungen getroffen werden mufsten.

Da die gesamten Arbeiten der Semmering-Bahn in gröfseren Entreprisen ausgeführt wurden, so lagen diese Veranstaltungen zunächst den Unternehmern ob und nur die Polizeiverwaltung wurde von Staatswegen geübt. Die Unterbringung der Arbeiter geschah in doppelter Art: entweder bauten dieselben sich mit Unterstützung des Unternehmers, welcher die Materialien dazu hergab, an geschützten Stellen, zum Teil in der Erde, an Felsvorsprünge gelehnt oder zwischen dichten Baumgruppen einzelne Familienhütten oder der Unternehmer legte gröfsere Baracken an, in welchen die Leute kasernenartig untergebracht wurden. Die meisten dieser Baracken, die für 300—400 Personen Lagerstelle und Küchenraum boten, bestanden aus zwei Stockwerken, jedes 3—3,75 m hoch, von denen das zweite durch zwei, an beiden Giebeln angebrachte Freitreppen zugänglich war. Die mit den leichteren Arbeiten des Baues: Mörtelmachen, Steinetragen u. s. w. beschäftigten Frauen, fast nur Böhminnen, erhielten ihre gesonderten Lagerplätze auf dem Dachboden.

Auf den Baustellen der gröfseren Viadukte befanden sich die Central-Etablissements der Unternehmer, welche alles enthielten, was zu einer grofsen Bauführung — ohne Hilfsmittel in der Nähe — erforderlich war. Ein solches Etablissement schlofs einen grofsen viereckigen Hof entweder auf 3 oder 4 Seiten ein, und in der Mitte desselben stand ein seitwärts offener Schuppen zur Unterbringung von Fuhrwerk der verschiedensten Art. In den umgebenden Gebäuden, gezimmert, gelehmt und mit Brettern bekleidet, befanden sich eine Schmiede und Schlosserei, eine Stellmacherei, eine Restauration, ferner Magazine, sowohl für Baugeräte und Materialien, als für Lebensmittel an Mehl, Speck, Öl, Wein und Pferdefutter u. s. w. Die Wohnungen der Unternehmer und sämtlicher Aufsichtsbeamten, des Bahnarztes, sowie die Apotheke, die Bureaus der Staatsaufsichts- und der Unternehmer-Ingenieure nahmen eine Seite des Vierecks ein, und aufserdem standen Pferdeställe, Heuschober und Abtritte im Umfange desselben.

---

[6]) Zeitschr. f. Bauw. 1851, S. 372.

[7]) Beim Bau der Göltzschthal-Überbrückung waren in der heifsesten Bauzeit täglich durchschnittlich 1500, desgl. bei der Elsterthal-Überbrückung 800 Arbeiter beschäftigt. Beim Chaumont-Viadukt stellte sich diese Zahl auf 2500 (darunter 400 Maurer) mit 300 Pferden u. s. w.

Die Kleinhändler, bei welchen die verschiedensten Gegenstände des Verbrauches zu haben waren, die Bäcker, Fleischer, Schneider, Schuhmacher, Schmiede und Stellmacher bauten sich in der Nähe der Arbeiter-Kolonien an, und versorgten die Leute mit allen Gegenständen ihrer einfachen Bedürfnisse. Aufserdem wurde aber auch ein Wochenmarkt gehalten, an welchem Händler aus den Städten kamen und ihre Waren feilboten. Die Verpflegung der Arbeiter war der freien Konkurrenz überlassen und nur an solchen Punkten, wo sich ein Mangel der Versorgung herausstellte oder Überteuerungen stattfanden, hielt es der Unternehmer in seinem und der Arbeiter Interesse, Magazine für Lebensmittel zu errichten und die letzteren den Arbeitern zu einem billigen Preise zu verkaufen, ohne dafs dabei anderweitige Konkurrenz ausgeschlossen oder auch nur erschwert wurde.

Der Bahnarzt wohnte, wie erwähnt, auf dem Central-Etablissement des betreffenden Unternehmers. Ein an seiner Thür angeklebter Zettel gab die Stunden an, an welchen er in seiner Wohnung konsultiert werden konnte; den übrigen Teil des Tages verwendete er zum Besuch der Lazarette. Die Apotheke befand sich neben der Wohnung des Arztes und war sehr einfach mit den bei Verwundungen und Krankheiten am häufigsten in Anwendung kommenden Medikamenten ausgestattet. Die Lazarette bestanden, wie die Baracken, aus Riegelwerk mit Lehm ausgefacht und mit Brettern verkleidet und eingedeckt. Nur war mehr Sorgfalt auf Dichtigkeit, Erleuchtung und Lüftung verwendet, auch waren die Krankensäle gedielt und konnten geheizt werden.

4. Die Anordnung der Lagerplätze für die Baumaterialien wird, abgesehen von der Art des Bauwerkes, besonders von der Lage der Baustelle und der Art und Weise des Transports der Materialien zu und auf der letzteren bedingt. Der Transport zur Baustelle vom Fabrik-, Gewinnungs- oder Lieferorte aus kann zu Wasser, auf definitiver Eisenbahn, auf Interimsgleisen und per Achse geschehen.

Der Wassertransport wird am bequemsten da, wo der zu überbrückende Flufs selbst schiffbar ist und erfordert dann auf der Baustelle meistens Landebrücken, welche mit Krahnvorrichtung zu versehen sind, um die Materialien direkt aus den Schiffen in die Transportwagen zu befördern. Ein Übelstand des Wassertransports ist die langsame Beförderung, die häufig und besonders auf Kanälen durch Frost und Eisgang ganz unterbrochen wird. Auch ist die Ladefähigkeit der Schiffe vom wechselnden Wasserstande abhängig; weshalb im allgemeinen Schiffsfrachten sich nur da empfehlen, wo grofse Massen zu transportieren sind und wo die Ladefähigkeit der Schiffe gehörig ausgenutzt werden kann.

Der Transport auf Interimsgleisen erfolgt, wenn in den neben der Überbrückungsstelle oder in gröfserer Nähe liegenden Höhen brauchbare Baumaterialien gewonnen oder wenn bereits ein Teil der Bahnlinie, in welcher das Bauwerk liegt, fertiggestellt ist, sodafs mittels Arbeitszug die nötigen Materialien herbeigeschafft werden können.

In Fällen, wo ein direkter Transport nicht möglich ist und die Transportweiten bedeutend sind, kommt die Beförderung der Materialien per Eisenbahn nach der der Baustelle zunächst gelegenen Station und die Umladung daselbst hinzu.

Bei mäfsigen Transportweiten und in Ermangelung vollkommenerer Mittel ist man auf das Landfuhrwerk angewiesen.

Für die zweckmäfsigste Anordnung der Lagerplätze lassen sich nur wenige Anhaltepunkte geben.

Bei gröfseren Flufsbrücken, wo der Wassertransport vorwiegend ist, kann die Lagerung einfach zu beiden Seiten der Ufer geschehen, falls nicht der Schwerpunkt der Arbeiten mehr in der Nähe eines der Ufer zu liegen kommt, in welchem Falle man dieses Ufer besonders für die Lagerung ausersehen wird, um unnötige Transporte zu vermeiden. Auch wenn eins der beiden Ufer mehr im Hange liegt als das andere, kann dasselbe, um spätere unnötige Hebungen der Materialien zu umgehen, für die Lagerung

bevorzugt werden. Jedoch wird bei Flufsbrücken wegen der nicht bedeutenden Höhenentwickelung derselben die Rücksicht auf Anordnung der Lagerplätze in verschiedenen Höhen weniger zur Geltung kommen, als die Rücksicht auf möglichste Kürzung der Transportlängen und gute Verbindung mit den Entladestellen.

Anders liegt die Sache bei hohen Viadukten. An und für sich wäre hier die Anordnung der Lagerplätze so am besten, dafs der Transport der Materialien ohne Steigung, möglichst mit Gefälle zur Verwendungsstelle erfolgen kann. Zum Teil läfst sich diese Anordnung auch wohl durch terrassenförmige Gruppierung und Planierung der Hänge ausführen, jedoch mufs bei sehr langen Viadukten wohl in Rechnung gezogen werden, ob man die Materialien nicht schneller und billiger von der Sohle des Bauwerkes mittels Hebevorrichtung an die Verbrauchsstelle fördert, als durch lange Transporte von den umliegenden Höhen herunterholt.

Auch die Lage der Zufuhrwege oder die Möglichkeit, solche zum Zwecke des Transportes neu anzulegen bezw. in Stand zu setzen, kann die Wahl der Lagerplätze beeinflussen. Bei Herstellung der Zufuhrwege genügt mitunter eine Befestigung durch zwei Streifen für die Räder, da die Wagen stets beladen hin und leer zurück gehen.

5. **Die Hilfsmittel für die Aufrechterhaltung und Sicherung bestehenden Verkehrs**, soweit sie auf die Einrichtung der Baustelle von Einflufs sind, sind je nach der Örtlichkeit und der Art der Berührung oder Durchschneidung des Bauwerkes mit der Verkehrslinie mehr oder minder umfangreich. Es wird sich dabei im allgemeinen um eine vorzunehmende provisorische oder definitive Verlegung einer Verkehrslinie ohne erhebliche Störung oder Einschränkung des Verkehrs handeln, falls man sich nicht entschliefst, die Ausführung ohne Zuhilfenahme einer Verlegung unter erschwerenden Umständen vorzunehmen.

Handelt es sich um aufrecht zu erhaltenden Strafsenverkehr, so können folgende Fälle eintreten:

a. Das Bauwerk wird in der Nähe der Strafse fertig gebaut, sodann wird eine endgiltige Verlegung der letzteren bezw. eine Fortführung über das fertig gestellte Bauwerk vorgenommen. Dies Verfahren wird meistens nur bei Ausführung kleiner Brücken geübt.

b. Wenn es sich um eine gröfsere Brücke handelt, so wird die Strafse vor Herstellung der ersteren gewöhnlich endgiltig verlegt. Die Verlegung bildet in diesem Falle einen Teil des Projektes s. T. XI, F. 2.

c. Die Strafse wird provisorisch verlegt und zwar soweit, dafs die Ausführung des Bauwerkes den Verkehr auf der verlegten Linie nicht stört. Nach Fertigstellung des Bauwerkes wird die alte Linie wieder hergestellt und das Provisorium aufgehoben.

In seltenen Fällen, wo eine Verlegung der Strafsen nicht möglich ist, kann eine der folgenden hauptsächlich für Eisenbahnlinien geltenden Anordnungen getroffen werden.

a. Provisorische Verlegung einer im Betrieb befindlichen Eisenbahn. Eine solche wird nicht oft in Frage kommen, weil meistens eine der folgenden Anordnungen billiger zu stehen kommt.

b. Ausführung des Bauwerkes in zwei Teilen, nötigenfalls unter Verbreiterung des Planums und geringer Verschiebung der Gleise. Ein Beispiel einer solchen Ausführung ist auf T. XVIII in den Figuren 10 bis 10^c gegeben und in § 32 eingehend erläutert.

c. Ausführung ohne jede Verlegung der Bahnlinie mittels Unterfangen der Gleise. Das Unterfangen kann in verschiedener Weise erfolgen. Ein Beispiel, Ausführung des gewölbten Fufsgänger-Tunnels auf Bahnhof Cottbus, ist auf T. XVIII in den Figuren 9 bis 9[e] gezeichnet und in § 32 erläutert.

d. Durchtunnelung des Bahnkörpers.

Liegt das auszuführende Bauwerk über einem in Betriebe befindlichen Verkehrswege, so wird bei Eisenbahn- und Strafsenlinien die Aufrechterhaltung des Verkehrs keine Schwierigkeiten bereiten, da bei Eisenbahnen die Bauwerke so angeordnet werden können, dafs die Erbauung der etwa erforderlichen Gerüste u. s. w. noch aufserhalb des Normalprofils geschehen und bei Strafsen höchstens eine einfache Strafsenverlegung in Frage kommen kann.

Eine Verlegung von Wasserläufen behufs bequemer Ausführung der zu erbauenden Brücke wird nur bei Bächen und kleineren Flüssen eintreten. Beispielsweise wurde die Brücke über die Brahe (5 Halbkreisöffnungen à 12,55 m) in der königl. Ostbahn neben dem Flusse erbaut und dieser später, indem man eine Serpentine durchstach und den alten Arm coupirte, durch die fertige Brücke geleitet, s. Zeitschr. f. Bauw. 1854, S. 557.

Bei Überbrückung von Flüssen mit nennenswertem Wasserverkehr sind zur Aufrechterhaltung desselben besondere Vorkehrungen zu treffen. Gewöhnlich werden den Fahrzeugen Stellen des Flusses zur Durchfahrt angewiesen. Hier befindet sich während der Ausführung der Gewölbe entweder ein besonderes für die Durchfahrt eingerichtetes Lehrgerüst oder die Öffnung wird vorläufig gar nicht eingewölbt und für die Durchfahrt freigelassen, bis die Fertigstellung einer anderen passenden Öffnung die Passage gestattet, jedoch ist es zweckmäfsig, die Fahrzeuge durch Anbringung von mit Brettern verkleideten Gerüsten von den Fundierungsstellen oder den Stützen u. s. w. der Lehrgerüste entfernt zu halten. Sobald der Schiffahrtsverkehr zu Anfang des Baues eine etwa über den ganzen Flufs führende Transportbrücke kreuzt, mufs eine Öffnung derselben beweglich konstruiert werden, vergl. T. XVII, F. 5. Bei lebhaftem Wasserverkehr werden aufserdem Pferde oder Dampfer bereit gestellt, welche im Bereiche der Brückenbaustelle den passierenden Schiffen und Flöfsen nötigenfalls Hilfe zu leisten haben.

Ausnahmsweise kommt auch der Fall vor, dafs die Wasserstrafse über dem herzustellenden Bauwerke liegt, sodafs eine Durchtunnelung am Platze ist.[8])

Welche der verschiedenen bei Überschreitung oder Durchschneidung von Strafsen, Eisenbahnen, Flüssen oder Kanälen verwendbaren Anordnungen in jedem Falle die zweckmäfsigste sein wird, darüber entscheidet meistens in erster Linie der Kostenvergleich und in Fällen, wo zwei Methoden hinsichtlich ihrer Kosten sich ziemlich gleichstellen, die Rücksicht auf die Verkehrssicherheit und die erforderliche Bauzeit.

6. Zur Veranschaulichung des im Vorstehenden Gesagten sind auf T. XI, F. 1 bis 4 die Einrichtungen der Baustellen[9]) von vier bedeutenden Bauwerken verzeichnet, zu deren Erläuterung Folgendes kurz hinzugefügt werden soll:

---

[8]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1858, Taf. 121 u. 122.

[9]) Beispiele finden sich auch noch: Perdonnet und Polonceau. Nouveau portefeuille etc. Planche M. 5. (Nogent sur Marne), Planche M. 8. (Chaumont-Viadukt). — Nouv. ann. de la constr. 1856, Pl. 47—48 (Viaduc de la Fure). — v. Etzel. Brücken und Thalübergänge schweizerischer Eisenbahnen. Supplemente Bl. XIX. (Rümlingen-Viadukt). — Morandière. Chantier du pont de Plessis-les-Tours. Nouv. ann. de la constr. 1863, S. 5. Pl. 5—6. — Zeitschr. f. Bauk. 1881, Blatt 12. Baustelle des Viadukts der Rheinischen Eisenbahn über das Ruhrthal bei Herdecke.

a. Aulne-Viadukt auf der Eisenbahnlinie von Chateaulin nach Landerneau, F. 1.

Sämtliche Materialien kamen zu Wasser an, daher auch die Lagerplätze in Nähe der Ufer. Für die bequeme Verladung aus den Schiffen waren acht auf Bohlwerken angelegte Ladebühnen ins Wasser hineingebaut, von denen aus die Transportgleise bis in die Lagerplätze hineinreichten. Die auf den Uferhängen liegenden Transportgleise waren so angeordnet, daſs eins derselben mit einer Steigung von in Max. 0,065 für die Anfahrt der beladenen, das zweite im Gefälle von in Max. 0,120 für die Abfahrt der leeren Wagen benutzt werden konnte. Die Verbindung der Gleise auf den Hängen mit den beiden auf der Dienstbrücke des Viaduktes liegenden Transportgleisen geschah an beiden Enden des Bauwerkes durch eine Drehscheibe.

b. Sinnthal-Viadukt auf der Gemünden-Elmer Bahnlinie, F. 2.

Die Lagerplätze muſsten zum groſsen Teil auf Wiesengrund angelegt werden, daher war man bestrebt, die Fuhrwerke von denselben möglichst entfernt zu halten, um den ohnehin beschränkten Raum nicht noch durch Offenhaltung der Zufuhrwege zu beschränken und um zu verhüten, daſs die Fahrwege grundlos wurden und kostspielige Reparaturen veranlaſsten. Der ganze Steinlagerplatz wurde daher mit Hilfsbahnen durchzogen, welche teils durch Weichen, teils durch Drehscheiben miteinander in Verbindung standen. Die per Achse ankommenden Werksteine wurden von den Fuhrwerken durch ein über der Distrikts-Straſse inmitten des Thales erbautes Krahngerüst über die Drehscheibe gebracht, auf die darauf befindlichen Transportwagen niedergelassen und von diesen aus mittels der Hilfsbahn an jede beliebige Stelle des Werkplatzes dirigiert. Die Bruchsteine und rauhen Quader kamen aus dem angrenzenden Hohenleitener Einschnitte und wurden mittels zweigleisiger Hilfsbahn zur Baustelle geschafft. Die Hilfsbahn, deren beiden Gleise für die abwärtsgehenden beladenen und aufwärtsgehenden leeren Transportwagen sich kurz vor dem Einschnitte vereinigten, lag auf dem rechtsseitigen Hange in einem Gefälle von 0,185 und stand in Verbindung mit einer kräftigen Bremsvorrichtung, vergl. Fig. 11, § 12. Mit dem Fortschritte des Baues wurde die Hilfsbahn allmählich gehoben, sodaſs die Zufuhr der Bruchsteine immer nahezu in der Höhe erfolgen konnte, in der man gerade arbeitete. In der letzten Gerüstetage konnte bei einem Gefälle von 0,05 der Seilbetrieb eingestellt werden, jedoch wurden sämtliche Transportwagen mit Bremsvorrichtung versehen.

Zum Zwecke der Reinigung des aus den Baugruben gewonnenen Sandes wurde die Sinn durch ein Wehr aufgestaut und hierdurch gezwungen über einen geneigten Kasten abzuflieſsen. Der zu reinigende Sand ward mit Kippkarren herangebracht und auf den oberen Teil des Kastens geschüttet, von wo aus er teils durch den Wasserstrom, teils mit Mörtelkrücken unter Aufrühren hinabgezogen wurde, sodaſs er am unteren Ende des Kastens seinen Lehmgehalt vollständig verloren hatte. Zum Regeln des Wasserzuflusses waren im Wehre Schützen angebracht, s. T. XVII, F. 6.

c. Striegisthal-Viadukt bei Freiberg in der Tharand-Freiberger Eisenbahn, F. 3.

Das Material wurde ausschlieſslich per Achse angefahren. Die Thalhänge an der Übergangsstelle fielen verhältnismäſsig flach ab, sodaſs es möglich war, die Lagerplätze der jedesmaligen Höhenlage der Arbeiten entsprechend terassenförmig anzulegen und die Zufuhr nach den Pfeilern meistens ohne Steigung nach derjenigen Gerüstetage zu bewerkstelligen, in welcher gerade die Arbeiten im Gange waren. Die für die Fundamente und die Sockel der Thalpfeiler erforderlichen Materialien wurden in der Thalsohle angefahren, während das Material für die übrigen Pfeiler je nach ihrer Stellung in deren Nähe abgelagert wurde. Lagerplätze und Transportgleise rückten dann allmählich von Etage zu Etage höher. Durch die gewählte Einrichtung des Bauplatzes wurde die Aufstellung eines festen Etagengerüstes längs der ganzen Front des Bauwerkes bedingt. — Die Anlage für die Mörtelbereitung wurde wegen der nötigen Wasserbeschaffung in die Thalsohle verlegt und deswegen die Aufstellung einer Aufzugsvorrichtung, durch Lokomobile getrieben, notwendig, vergl. F. 2, T. XVIII. Der Hauptzimmerplatz lag auf der höchsten Stelle des Werkplatzes, teils wegen der bequemeren Holzanfuhr, teils wegen des leichteren Transportes der zugelegten Hölzer zum Verwendungsorte, da die Hölzer für die unteren Etagen mittels einer einfachen Holzrutsche zu Thal befördert wurden, während das zu den übrigen Etagen und den Lehrgerüsten erforderliche Holz auf den Etagen selbst forttransportiert werden konnte.

Die Sandwäsche geschah in folgender Weise: das Wasser gelangte durch ein Schöpfrad gewöhnlicher Konstruktion in ein kleines hölzernes Reservoir, von welchem es auf einen aus hochkantig mit $^1/_2$ zölligen Zwischenräumen gestellten Flacheisen bestehenden Rost fiel. Auf dem Roste wurde der zu reinigende Sand durchgekrückt und schwemmte weiter auf zwei Setzherde, von denen er dann mittels Krücken bei Seite geschafft wurde.

d. Fulda-Brücke bei Kragenhof in der Eisenbahn von Hannover nach Kassel, F. 4.

Ein Teil der Bruchsteine, welcher in benachbarten Einschnitten und einem 350 m entfernt liegenden Steinbruche gewonnen wurde, konnte mit Hilfsbahnen angefahren und in ziemlicher Höhe über der Thalsohle gelagert werden. Ein anderer Teil, aus $^1/_2$ Meile oberhalb der Baustelle belegenen Brüchen, wurde zu Schiff angefahren und demzufolge auch in der Nähe der Ufer gelagert. Die Quader wurden sämtlich per Achse herangebracht, jedoch nur zum Teil auf den tiefer belegenen Stellen des Bauplatzes gelagert. Die Quader der Gewölbe und Gesimse fanden an den Berghängen des linken Ufers Platz, da nach Vollendung der der Brücke zunächst liegenden Dämme und Einschnitte die Herstellung eines nach jenen Höhen führenden Zufuhrweges ohne grofse Kosten auszuführen war. Zur Mörtelbereitung und Lagerung der Mörtelmaterialien wurde mit Rücksicht auf die später aufzustellende Mörtelmaschine ein Platz neben dem Maschinenhause ausersehen, sodafs derselbe sowohl vom Flusse aus als auch von den Zufuhrwegen zugänglich war. Dieser Platz lag innerhalb des Inundationsgebietes, deshalb wurde an einem höher belegenen Teile der Baustelle ein Schuppen für Reserve-Mörtelmaterialien angelegt, neben welchem sich auch die im ersten Baujahre benutzte Mörtelbereitungsstätte befand. Die Transportgleise, welche mit Ausnahme des normalspurigen Gleises nach dem Steinbruche mit 0,63 m Spurweite angelegt waren, lagen stellenweise in starken Kurven bis zu 50 m Radius, wo es die Örtlichkeit gestattete, vergröfserte man denselben auf 80 bis 300 m.

Unter Bezugnahme auf T. I, F. 8^b^ und T. XVIII, F. 1 sollen hier noch einige Bemerkungen über die Einrichtung der Baustelle für den Ruhr-Viadukt bei Herdecke, insbesondere über den daselbst erbauten Mörtelschuppen Platz finden.

Der Hauptteil des Werkplatzes befand sich am rechten Ufer des in F. 8^b^, T. I angedeuteten Mühlgrabens und oberhalb der Bahnachse. Dieser Platz war nicht ganz hochwasserfrei, aber auf seiner der Thalwand zugekehrten Langseite durch einen etwa 3 m hohen, steilen Rain begrenzt. An diesen sich anlehnend wurde ein wasserfreier Platz für den Mörtelschuppen durch Anschüttung hergestellt.

Dem Entwurfe des Schuppens ist eine tägliche Durchschnittsleistung von 64 cbm Mauerwerk zu Grunde gelegt. Der Lagerraum für Trafs und Kalk wurde für eine vierzehntägige bezw. für eine siebentägige Verbrauchsmenge bemessen. Hiernach erhielt der Lagerschuppen eine Gröfse von 24 m auf 11 m. Der Lagerplatz für den Mauersand war zwischen der Anschüttung, auf welchem der Mörtelschuppen stand, und dem Fufse des Bahndammes angeordnet.

Der Lagerschuppen erhielt auf seiner dem Werkplatze zugekehrten Langseite einen 4,5 m breiten Anbau zum Kalklöschen und zur Mörtelbereitung. Der Kalk wurde durch Klappen, welche sich in der Zwischenwand befanden, direkt auf den Löschboden geschafft, s. F. 1^d^. Längs der Aufsenseite des Löschbodens befand sich ein Gang zum Transport des gelöschten und gesiebten Kalkstaubes nach der Mischbühne (F. 1^c^). Zwei im Fufsboden derselben angebrachte Fülltrichter führten die gemischten Materialien zwei Schumacher'schen Mörtelmaschinen zu, während das erforderliche Wasser unterhalb des Fufsbodens durch ein von der Wasserleitung des Schuppens abgezweigtes Rohr zuflofs. Aus den Mörtelmaschinen trat der fertige Mörtel zunächst in einen hölzernen Behälter, welcher an der Vorderseite mit zwei durch Schieber geschlossenen Öffnungen versehen war und einen geneigten Boden hatte, sodafs der Mörtel mit wenig Nachhilfe in die auf den Transportwagen stehenden Mörtelkasten abgelassen werden konnte.

Für den Betrieb der Mörtelmühle war neben der Mischbühne eine vierpferdige Dampfmaschine aufgestellt. Dieselbe hatte aufser den beiden Mörtelmaschinen noch eine Pumpe zu treiben, mittels welcher das erforderliche Wasser aus einem Brunnen in einen neben dem Maschinenraume angebrachten, hochliegenden Wasserbehälter gefördert wurde, um von hier aus die Leitungen nach den Mörtelmaschinen und der Kalklöschbühne zu speisen.

Am äufseren Ende des Werkplatzes stand ein zur Aufbewahrung von Geräten und Materialien dienendes Magazin, dessen Fufsboden wasserfrei lag, infolge seiner Höhenlage zugleich einen bequemen Ladeperron bei Benutzung der in der Höhe des Werkplatzes in das Magazin geführten Gleise bildend. An das Magazin schlofs sich das Baubureau, über welchem eine Bauaufseher-Wohnung angeordnet war. Aufser diesen Baulichkeiten war auf dem Platze zwischen Mörtelschuppen und Magazin eine kleine Schmiede und eine Stellmacherei für die gewöhnlichen Reparaturen errichtet.

B. Gerüste und Geräte.

§ 7. Allgemeines über Gerüste und Geräte.

1. Die Gerüste und Geräte wurden in § 6 als interimistische Anlagen bezeichnet, welche unmittelbar oder mittelbar als Hilfsvorrichtungen für die Bauausführung dienen. Da sie nur für einen kurzen Zeitraum in Benutzung sind und ihre Wiederverwendung bei anderen Bauten nur in beschränktem Maſse möglich ist, so tragen sie ein provisorisches Gepräge, d. h. ihre Ausführung ist eine weniger sorgfältige als bei definitiven (für die Dauer bestimmten) Konstruktionen. Die Geräte, d. h. die mit den Gerüsten in Verbindung stehenden Lade-, Hebe- und Transport-Vorrichtungen, tragen meistens ein weniger provisorisches Gepräge als die Gerüste, weil sie — namentlich, wenn es Krahne, Wagen, Maschinen u. dergl. sind — vielfach anderweit wieder Verwendung finden können.

Das Arbeitsgerüst einer steinernen Brücke zerfällt in zwei Teile, das sind:

1. das Transportgerüst (auch Fahr-, Versetz-, Krahngerüst genannt), welches den Transport der Baumaterialien zur Verwendungsstelle vermittelt und den Werkleuten Platz und Stütze gewährt,
2. das Lehrgerüst, welches zur Herstellung des Gewölbes dient.

Die Bezeichnung „Transportgerüst“ (schlechtweg auch Rüstung, Gerüst) umfaſst sowohl die Transportbahnen und deren Unterstützung, als auch die auf denselben sich bewegenden Transportmittel, als Transportwagen und Laufkrahne. Ferner versteht man unter der Bezeichnung „Lehrgerüst“ nicht allein den oberen beweglichen Teil — das Tragwerk — desselben, sondern auch den unteren Teil, die feste Unterstützung mit samt der Ausrüstungsvorrichtung, welche in der Regel zwischen jenen beiden Teilen und nur ausnahmsweise unter dem Kranze des Lehrgerüstes liegt.

Auſser Transport- und Lehrgerüst können in einzelnen Fällen auch provisorische Brücken sich als notwendig herausstellen, als

1. Laufbrücken für den Verkehr der Arbeiter, Ausführung von Messungen u. s. w.,
2. Transport-, Arbeits- oder Dienstbrücken, welche auſserdem einem Verkehr mit Materialien dienen,
3. Notbrücken, welche beim Umbau definitiver Brücken den Verkehr der letzteren aufzunehmen haben.

2. Bei kleinen Brücken kommen besondere Transportgerüste, die einer Beschreibung bedürfen, nicht vor. Der Transport der Materialien von dem Lagerplatze zur Verwendungsstelle geschieht daselbst einfach durch Handlanger mittels Steinkarren oder in Steinschalen oder Steinkästen, entweder auf horizontalen oder ansteigenden Bohlenbahnen, manchmal auch, wenn steile Hänge die Baustelle einschlieſsen, auf Holzrutschen. Bei horizontalen Bahnen werden die Materialien unter die Verwendungsstelle geführt und dann entweder durch Handlanger unmittelbar oder mit Hilfe einfacher Krahne oder Winden gehoben. Die ansteigenden Bahnen werden so gelegt, daſs eine nachträgliche Hebung der Materialien vermieden werden kann. Zur Unterstützung der Bahnen, wenn

solche erforderlich wird, genügen einfache Grundpfähle, an welche mittels starker Seile die Transportbahnen befestigt werden, sodafs auch eine beliebige Hebung derselben, mit Fortgang der Arbeiten schritthaltend, bewirkt werden kann.

Die Aufmauerung der Widerlager kleiner Brücken geschieht der Kostenersparnis halber meistenteils ohne Anwendung irgend welcher Gerüste, indem man gleichzeitig mit der Aufmauerung auch die Hinterfüllung hochführt und dieselbe für Lagerung der Mauermaterialien u. s. w. benutzt. Diese Methode ist nur dann unschädlich, wenn die Hinterfüllung der Widerlager so langsam vor sich gehen kann, dafs ein gehöriges vorheriges Austrocknen des Mauerwerks zu erwarten steht.

Für grofse Brücken und Viadukte bedarf es ausgedehnter Gerüstanlagen, bei denen die Hebung der Materialien mittels besonderer Hilfsvorrichtungen oder durch Laufkrahne bewirkt wird. Die Grenze, wo die Anwendung einfacher Gerüste zweckmäfsig aufhört und die Laufkrahne sich als praktisch erweisen, ist nicht genau zu bestimmen, da dies von der Bedeutung des Bauwerkes, besonders aber von der Gröfse der zur Verwendung kommenden Bausteine u. s. w. abhängig ist. Im allgemeinen kann man annehmen, dafs Bausteine über 0,5 cbm Inhalt nicht gut ohne Laufkrahne versetzt werden können. Jedenfalls sichert die Anwendung zweckmäfsiger Gerüste eine gute Ausführung, welche letztere wiederum erlaubt, die Stärke der einzelnen Konstruktionsteile des Bauwerkes zu beschränken.

3. Die Transportgerüste können feste oder fliegende sein.

Das feste Gerüst bleibt während des ganzen Baues in seinen Hauptteilen unbeweglich und die fertiggestellten Bauwerksteile werden wenig oder gar nicht als Stützpunkte für das Gerüst in Benutzung gezogen. Das fliegende Gerüst ist während der Dauer des Baues beweglich, d. h. es verändert seine Lage allmählich mit fortschreitendem Bau und die fertiggestellten Bauwerksteile werden soweit wie möglich als Stützpunkte für dasselbe herangezogen.

Den Übergang von den festen zu den fliegenden Gerüsten bilden solche feste Gerüste, bei denen die für die Zu- und Fortführung der Materialien dienenden Transportbahnen allmählich gehoben werden, während das übrige Gerüst fest bleibt.

Eine Verbindung von festen Gerüsten mit fliegenden, wie dieselbe beim Mulden-Brückenbau bei Göhren in der Chemnitz-Leipziger Eisenbahn vorgekommen ist (s. Fig. 1, S. 248), kann aufser acht gelassen werden. Bei diesem Brückenbau, der in den Jahren $18^{69}/_{71}$ ausgeführt worden ist, kamen abweichend von der in Sachsen sonst überall geübten Methode der festen Transport-, Stand- und Lehrgerüste zum ersten Male eine fliegende Rüstung und ein gesprengtes Lehrgerüst und zwar für die Mittelöffnung in Anwendung. Der 26 m lange Howe'sche Träger der fliegenden Rüstung war für 16,25 t Belastung konstruiert. (Protokoll des sächs. Ing.-Ver. 1872. 77. Versammlung, S. 13.)

Die Einteilung der Lehrgerüste geschieht am einfachsten mit Bezug auf die Art und Weise der Unterstützung des Tragwerks (der Binder des beweglichen Oberteils). Von Zwischenstufen abgesehen unterscheidet man:

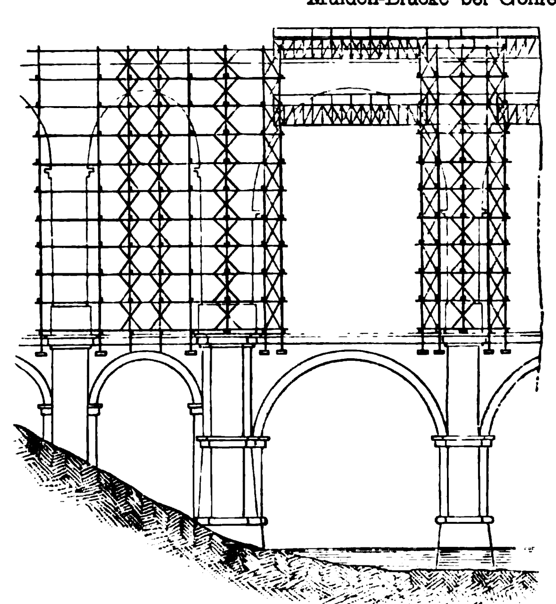
1. freitragende (gesprengte) Lehrgerüste, d. h. solche, bei denen das Tragwerk eines Binders nur auf zwei Stützpunkten ruht, und
2. fest unterstützte (feste) Lehrgerüste, bei denen das Tragwerk eines Binders auf mehr als zwei Stützpunkten ruht.

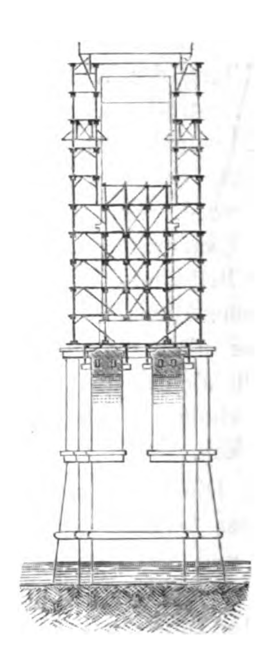
Die Stützpunkte für die freitragenden Lehrgerüste bilden in der Regel Pfeiler und Widerlager, während für die festen Konstruktionen Stützpunkte auch zwischen Pfeilern und Widerlagern geschaffen werden.

Zu erwähnen sind noch die sog. hängenden Gerüste, die ihre Unterstützung anstatt unterhalb der Konstruktion, oberhalb an festen Punkten eines Bauwerkes finden, falls an demselben irgend eine Reparatur oder ein Umbau vorzunehmen ist (Aquadukt von Roquefavour, Brücke bei Chatou-sur-Seine).

Fig. 1.

Mulden-Brücke bei Göhren.





4. Das Lehrgerüst bei fliegenden Gerüsten ist fast immer freitragend, manchmal kommt dabei, wenn die Bauwerkshöhe nicht zu grofs ist, wohl noch eine Mittelstütze in Anwendung (Jena- und Dora-Brücke). Bei den festen Gerüsten wählt man sowohl gesprengte Lehrgerüste als auch solche mit fester Unterstützung, jedoch entsprechen die letzteren, abgesehen von dem Vorteil, den man durch Erzielung niedriger und einfacher Lehrbogen-Konstruktion erzielt, dem Charakter der festen Gerüste wohl am meisten. Man findet daher bei letzteren die gesprengten Lehrbogen nur in dem Falle, wo die zu überwölbenden Öffnungen bei grofsen Pfeilerhöhen geringe Spannweiten aufweisen.

Sobald bei festen Gerüsten gesprengte Lehrgerüste zur Ausführung kommen, ist eine Trennung der Hauptteile des Gerüstes, Transportgerüst und Lehrgerüst, geboten. Anders liegt die Sache bei Anwendung fester Lehrgerüste. Man kann dann entweder die Unterstützung des Lehrgerüstes, welche in diesem Falle auch wohl mit dem Namen „Standgerüst“ bezeichnet wird, mit dem Transportgerüst verbinden und gemeinschaftlich mit demselben aufführen, oder aber Standgerüst und Transportgerüst von einander trennen und jedes besonders herstellen.

Bei der Trennung hat man die Absicht, die Übertragung schädlicher Schwankungen und Stöfse, welche im Transportgerüst durch die Materialienzüge u. s. w. hervorgebracht werden, auf das Stand- und Lehrgerüst und somit auf die Gewölbe zu verhindern. Diese Trennung ist jedoch stets nur mit gröfserem Holzaufwande zu bewerkstelligen und die Stabilität der ganzen Rüstung wird dadurch beeinträchtigt.

Bei einer gemeinschaftlichen Aufführung der Transport- und Standgerüste wird der zur Wirkung kommende Druck der noch nicht geschlossenen Gewölbe auf eine gröfsere

Anzahl von Stützen verteilt und aufserdem bleiben auch die schädlichen Einwirkungen der Stöfse u. s. w. bei der grofsen Masse des Gerüstes ohne bedenklichen Einflufs auf die Gewölbe. Daher ist die feste Vereinigung des Standgerüstes, wenn solches vorhanden, mit dem Transportgerüst zu empfehlen. In betreff der Einzelheiten der Lehrgerüste wird auf den folgenden Abschnitt verwiesen.

§ 8. Feste Gerüste mit unbeweglichen Transportbahnen. Man trennt hier zweckmäfsig niedrige Bauten (Flufsbrücken u. dergl.) und hohe Bauten (Viadukte). Bei den Gerüsten für niedrige Bauten ist die Masse der Transportmittel (Laufkrahne u. s. w.) überwiegend gegenüber der eigentlichen Gerüstmasse, während bei den hohen Bauten das Umgekehrte der Fall ist.

I. Gerüste für niedrige Bauten. 1. Hier sind in den meisten Fällen unmittelbar auf dem Terrain oder auf ganz niedrigem Unterbau unterstützte, grofse bewegliche Laufkrahne vorhanden, welche, das Bauwerk zwischen sich fassend, während der ganzen Bauausführung für alle Handhabungen in Gebrauch bleiben. Der Hauptübelstand bei Anwendung solch grofser Laufkrahne ist die schwierige und zeitraubende Fortbewegung derselben, jedoch bieten sie dafür den Vorteil, dafs man jeden Baustein unmittelbar an die für ihn bestimmte Stelle bringen kann, was bei Anwendung mehrerer kleiner Winden nicht möglich ist.

Sobald eine stärkere Konstruktion der Unterstützung der Laufkrahne nötig wird, wird dieselbe in Form paralleler Ständerreihen oder durch eine freitragende Konstruktion (Gitterträger, Sprengwerk u. s. w.) bewirkt.

Bei einigen Viadukten und Brücken (T. XIII, F. 10 und T. XVII, F. 3) ist zur Ausführung der Pfeiler und der Gewölbe ein und dasselbe Gerüst mit nur einer Sorte von Laufkrahnen zur Anwendung gekommen, bei anderen, besonders bei Flufsbrücken (T. XIII, F. 1 u. 3), hat man es vorgezogen, für die Aufmauerung der Pfeiler besondere Gerüste zu errichten, auf welchen sich Laufkrahne bewegen, die später für das durchgehende Gerüst bei Ausführung der Gewölbe nicht mehr benutzt werden. Der Transport der Materialien zu den Pfeilern erfolgt dann meistens mit Hilfe von Schiffen. Für den Verkehr der Arbeiter mit den Ufern dienen Kähne oder auch schwimmende Laufbrücken, s. T. XIII, F. 3^c, 3^d.

Es ist nicht zu verkennen, dafs das letztgenannte Verfahren, besonders bei Flufsbrücken mit vielen Pfeilern, den Vorzug verdient, wenn es sich um schnelle Ausführung handelt und wenn man in der Wahl der zuerst in Angriff zu nehmenden Pfeiler aus irgend welchen Gründen nicht beschränkt sein will. Die Aufstellung des durchgehenden Hauptgerüstes für eine lange Brücke erfordert oft viel Zeit, sodafs die Inangriffnahme der Pfeiler dadurch verzögert wird. Auch wird der Verkehr im Flusse durch den Pfeilerbau nicht so beengt als durch ein durchlaufendes Gerüst, in welchem für den Durchlafs der Fahrzeuge besondere Einrichtungen zu treffen sind.

Bei Ausführung der Pfeiler der Flufsbrücken mit eisernem Überbau führt man häufig auch gar keine besonderen Gerüste auf, indem man bis zu einer gewissen Pfeilerhöhe das Versetzen der Steine von einem auf dem Materialien-Transportschiffe stehenden Krahne aus vornimmt und für die Aufmauerung des Pfeilerrestes gleich die für die Montierung des eisernen Überbaues erforderlichen Gerüste benutzt. Die Höhe, bis zu welcher der Pfeiler in diesem Falle ohne Gerüste aufzuführen ist, bestimmt sich aus der gröfsten Hubhöhe des Krahnes. Für die Inbetriebsetzung des letzteren und des Transportschiffes wird meistens die Dampfkraft mit Vorteil benutzt.

2. Da die Einzelheiten der Laufkrahne in § 12 behandelt werden, so genügt es hier auf Beispiele zu verweisen. Es sind dargestellt:

T. XVII, F. 3, der Laufkrahn für den Bau der Garonne-Brücke bei Saint-Pierre-de-Gaubert. — Es waren 4 solcher Krahne in Thätigkeit, zu deren Bedienung je 8 Mann erforderlich waren, 4 Mann an der Winde und 4 zur Fortbewegung. Die Herbeiführung des Materials geschah auf einer über den ganzen Flufs reichenden Dienstbrücke zu beiden Seiten der Brücke.

T. XIII, F. 10, der Laufkrahn beim Bau eines Viaduktes auf der Eisenbahn von Paris nach Vincennes: ein Laufkrahn, der seine Unterstützung durch Rollen unmittelbar auf dem Terrain findet. Die Hebung des Materials erfolgt direkt vom Erdboden aus.[10])

T. XIII, F. 2, das Versetzgerüst der Mosel-Brücke bei Conz in der Saarbrücken-Trier-Eisenbahn.[11]) Die Unterstützung der Laufkrahne erfolgt hier mittels zweier, noch durch Sprengwerke verstärkten Gitterträger zu beiden Seiten der Brücke. Diese Gitterträger tragen gleichzeitig das Hilfsgleise für die Herbeiführung der Wölbsteine u. s. w. und wurden auch besonders für die Aufstellung der Lehrgerüste in Benutzung gezogen. Selbstverständlich erfolgte ihre Aufstellung erst nach Vollendung der Pfeiler, auf deren Vorköpfen sie Auflager fanden. Die Pfeileraufmauerung geschah mit Hilfe besonderer auf die Spundwand der Fundierung gestützten Versetzgerüste, deren Winden die Baumaterialien unmittelbar aus den Kähnen emporhoben. Das Holzmaterial zu den Gittern hatte man gröfstenteils aus den abgebrochenen Pfeiler-Fangdämmen entnommen. Andernfalls würde auch die Herstellung eines festen Gitterträgers zur Unterstützung der Transportbahn und der Laufkrahne kostspieliger ausgefallen sein, als eine andere freitragende Unterstützung, wäre also nicht zu empfehlen gewesen.

Die Ausführung der Gewölbe des im Jahre $18^{48}/_{49}$ von **Hawkshaw** erbauten Lockwood-Viaduktes in der Strafse von Huddersfield nach Sheffield bei Huddersfield in der Grafschaft York geschah in ähnlicher Weise unter Anwendung von hölzernen Gitterträgern, die sich auf die Vorköpfe der Pfeiler stützten und sowohl zum Transport der Wölbsteine als auch zum Aufstellen der Lehrgerüste dienten.

Das in F. 9, T. XIII gezeichnete Gerüst der Mosel-Brücke bei Pfalzel in der Moselbahn wird in § 9 besprochen, weil die dabei in Anwendung kommende fest unterstützte Transportbrücke in verschiedenen Höhenlagen benutzt wurde.

T. XIII, F. 1 zeigt das Versetzgerüst beim Bau der Neckar-Brücke bei Ladenburg. (F. 1^b, 1^c, 1^d Gerüst für den Pfeileraufbau. Die Baumaterialien wurden zu Schiff herangebracht. F. 1^a Gerüst für die Ausführung der Gewölbe. F. 1 Vorrichtung am Ufer zum Heben der Materialien in die Transportgleise der Dienstbrücke.)

Aus T. XIII, F. 3 ist das Gerüst für den Bau der Loire-Brücke bei Montlouis in der Eisenbahn von Orleans nach Tours ersichtlich. — F. 3^b, 3^c, 3^d Aufbau der Pfeiler, Transport der Materialien per Kahn, Kommunikation der Arbeiter mit den Ufern durch schwimmende Laufbrücken. F. 3, 3^a Ausführung der Gewölbe. Ein eigentlicher Laufkrahn, welcher der auf demselben sich bewegenden Bockwinde gestattet, die Bausteine an jedem beliebigen Punkte niederzulassen, ist nicht vorhanden, es befindet sich viel-

---

[10]) Die Baugerüste der berühmten Grosvenor-Bridge über den Dee bei Chester ($18^{27}/_{34}$ erbaut) und eines der ältesten im Anfang der 30er Jahre in England erbauten Viadukte — bei Wolverton — gehören ebenfalls hierher. — (Transact. of the inst. of civil. eng. 1836, S. 207; Allg. Bauz. 1838, S. 85.) Vergl. auch Allg. Bauz. 1845, S. 180. Gerüst für den Bau der Kanalbrücke über die Garonne bei Agen (auch abgebildet in Bauernfeind. Vorlegebl. f. Brückenbaukunde 1872, Bl. X.)

[11]) Die Bauanlagen der Saarbrücken-Trier-Luxemburger Eisenbahn. Zeitschr. f. Bauw. 1863, S. 43.

mehr je ein Laufkrahn mit kleiner Spannweite zu beiden Seiten der Brücke. Diese Anordnung erspart Kosten für die Anlage und die Bewegung des Laufkrahnes, gestattet jedoch nicht die Möglichkeit, jeden Stein unmittelbar durch die Winde an seine Stelle zu bringen.

Endlich ist aus T. XIV, F. 2 das Gerüst für den Aufbau der Strompfeiler der eisernen Strafsenbrücke über den Douro bei Regoa in Portugal zu entnehmen. — Das hier gewählte System fester Gerüste, welches auch für die Aufmauerung der Pfeiler einer gewölbten Brücke in Anwendung kommen kann, unterscheidet sich von allen bislang aufgeführten. Es ist gewählt worden, sowohl um die grofsen Kosten für ein umfangreiches hohes Gerüst zu sparen, als auch um die Gefahren, welche durch Hochwasserstände des Douro den Rüstungen drohte, zu vermeiden.

Das ganze Gerüst baut sich aus letzterem Grunde an der schmalen stromabwärts gehenden Seite der Pfeiler auf, sodafs der Pfeiler selbst dasselbe gegen das andringende Hochwasser schützt und setzt sich entsprechend dem Wachsen des Pfeilers aus mehreren Stockwerken zusammen. Das unterste, welches aus vier untereinander verstrebten Stielen gebildet wird und oben eine über den Pfeiler hinausragende Bühne mit fahrbarer Winde trägt, ist 5,6 m hoch und steht auf einer 2 m breiten, 3 m ausladenden konsolenartigen Unterrüstung. Die letztere stützt sich auf den untersten Absatz des Mauerwerks und wird durch einen den ganzen Pfeiler umschliefsenden Holzrahmen (F. 2) gehalten. Sämtliche Materialien kommen zu Schiff an und werden auf einer unten am Pfeiler befindlichen schwimmenden Bühne abgeladen und von dort mittels der transportablen Winde auf den Pfeiler gebracht. Zur Erleichterung des Ausladens ist auf der Unterrüstung noch eine feste Winde aufgestellt (F. 2a).

War der Pfeiler, soweit es die Rüstung gestattete, aufgemauert, so wurde die Fahrbahn mittels der Winde abgenommen und ein zweites, dem ersten ähnliches Stockwerk aufgesetzt. Zur Vollendung des Pfeilers wurde noch ein drittes Stockwerk nötig, welches sich von den unteren nur dadurch unterschied, dafs es wegen des Aufhörens der Pfeilerhäupter hineinrücken konnte und zum Teil auf dem Hinterhaupte stand. Entsprechend dem Aufbau wurden die nahe am Pfeiler befindlichen Stiele der unteren Stockwerke durch in denselben eingemauerte Anker versichert. Da das Aufbringen eines neuen Stockwerkes in einem Tage ausgeführt wurde und die Maurer sich für diese Zeit hinreichend mit Material versorgen konnten, so fand eine Unterbrechung der Arbeit nicht statt. Der einzige Übelstand war der, dafs alle Materialien an der schmalen Seite des Pfeilers angebracht wurden, wodurch oft eine Anhäufung von Material und eine Erschwerung in der Bewegung der Maurer eintrat.

II. Gerüste für hohe Bauten (Viadukte). Hier unterscheidet man folgende Anordnungen:

a. die Unterstützung der in verschiedenen Etagenhöhen angebrachten horizontalen Transportbahnen u. s. w. geschieht sowohl über, wie unter dem höchsten Wasserstande durch senkrechte, gegen seitliche Verschiebungen gesicherte Ständerreihen;

b. die Unterstützung geschieht oberhalb des höchsten Wassers wie bei a. angegeben, unterhalb jedoch in jeder Bauwerksöffnung durch freitragende Konstruktionen (Sprengwerke, Gitterträger u. s. w.) unter Benutzung der fertiggestellten Pfeiler und Widerlager als Stützpunkte.

Im ersten Falle hat man entweder Hochwasser und Eisgang nicht zu fürchten oder die Stabilität des Gerüstes wird für genügend gehalten, um event. unter Zuhilfenahme besonderer Verstärkungen oder Vorkehrungen der Wassergefahr oder starkem Eisgange mit Erfolg zu widerstehen. Im zweiten Falle bildet man mittels Anbringung einer freitragenden Konstruktion eine Durchgangsöffnung für Hochwasser und Eisgang, um jeder Gefahr für die Gerüste aus dem Wege zu gehen.

1. Die Gerüstkonstruktion unter a. bildet den eigentlichen Typus der deutschen Methode. Sie kam in Anwendung bei einer Reihe der gröfsten Viadukte Deutschlands, z. B.

Viadukt bei Schildesche in der Köln-Mindener Eisenbahn, Enz-Viadukt bei Bietigheim der Württembergischen Staatseisenbahn, Diemel-Viadukt bei Haueda in der Westfälischen Eisenbahn, Viadukte der Chemnitz-Riesaer Bahn bei Steina, Waldheim, Heilgenborn, Diedenmühle, Kummermühle und über das Zschopau-Thal, Neifse-Thal-Viadukt bei Görlitz in der Niederschlesisch-Märkischen Eisenbahn, endlich bei den gröfsten deutschen Viadukten über das Göltzsch- und über das Elster-Thal u. a. m.

Fig. 2.

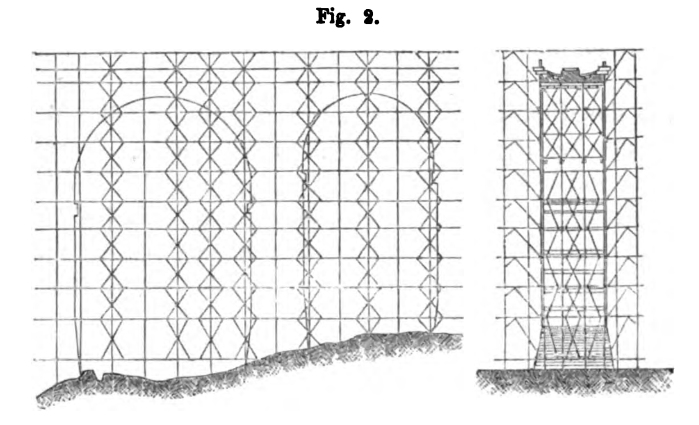
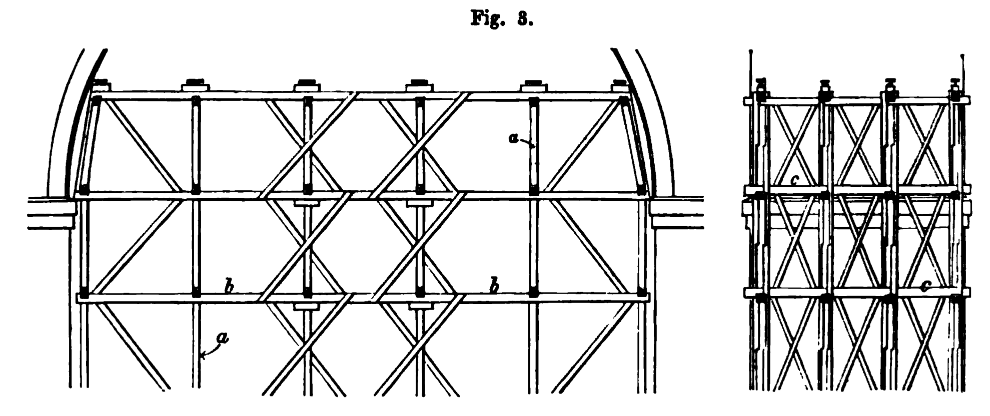


Fig. 2 stellt in der Ansicht und im Querschnitt in allgemeinen Linien die Gerüst-Konstruktionen dar. Fig. 3 giebt die Einzelheiten.

Fig. 3.



Abgesehen von geringen Abweichungen in den Einzelheiten, welche bei manchen Konstruktionen beliebt worden sind, ist die allgemeine Anordnung die folgende:

Zwischen den Ständern a der einzelnen Etagen liegen die Rahmenhölzer b, auf welche sich die Querschwellen c kämmen. Rahmen und Ständer, sowie auch Querschwellen und Ständer sind durch Streben oder Zangen (Andreaskreuze) unter Herstellung unverschieblicher Dreiecke gegeneinander abgesteift. Die Rahmen werden über den Ständern gestofsen und durch eiserne Stofsplatten mit Bolzen verbunden, Zangen oder Streben ebenfalls mit Ständern bezw. Rahmen verbolzt.

Die Anordnung der Verstrebung der Querschwellen mufs so getroffen werden, dafs unter den Streben noch Raum für den Durchgang der Transportwagen verbleibt. Eine Verstrebung gegen seitliche Verschiebung des Gerüstes, verursacht durch Sturmwinde, Seitenschwankungen der im Betriebe befindlichen Laufkrahne u. s. w. wird ebenfalls erforderlich und am geeignetsten in horizontaler Ebene unter den Querschwellen in Form gekreuzter, durch Bolzen verbundener Diagonalstreben angebracht. Meistens genügt es, diese Horizontalverstrebung nur in einer Etage anzubringen und zwar dann in derjenigen, welche ihrer Lage nach als hauptsächlichster Angriffspunkt der Seitenkräfte zu betrachten sein wird. Die Verstrebung wird jedoch auch häufig in jeder Etage angebracht, gewöhnlich abwechselnd unter Überschlagung je eines Feldes.

Die oberen Gerüstetagen, welche wegen des Dazwischentretens des Gewölbes und der Stirnmauern isoliert hergestellt werden müssen, sollen so lange wie möglich durch Zangen miteinander verbunden und gegeneinander abgesteift werden. Sobald bei Höherführung des Mauerwerks die Zangen hinderlich werden, sind dieselben abzuschneiden, wobei man die Enden zweckmäfsiger Weise provisorisch mit dem Mauerwerk verankert. Die Ständer der unteren Etagen werden, wo dieselben auf Fundamentabsätze zu stehen kommen, auf Grundschwellen gelagert, sonst sind dieselben entweder als Grundpfähle in den Boden gerammt oder stehen auf besonders zu diesem Zwecke vorgerammten Grundpfählen unter Anwendung von Grundschwellen oder sie stützen sich, wo die örtlichen Verhältnisse ein Einrammen von Pfählen nicht gestatten, auf Grundschwellen, Schwellenmauern, grofse Quader u. s. w.

Die Gerüstkonstruktion erstreckt sich in der Ansicht des Bauwerks häufig nicht über die Widerlager, sobald es nämlich möglich ist, die Widerlager durch Versetzen der Bausteine aus freier Hand oder unter Zuhilfenahme einfacher Hebevorrichtungen aufzuführen. Durch diese Beschränkung der Ausdehnung der Gerüste wird eine grofse Holzersparnis herbeigeführt, auch wird dadurch vermieden, dafs bei Anschüttung grofser, an die Widerlager sich anlehnender Erdkegel, deren Schüttung nicht bis zur Fertigstellung des Bauwerks ausgesetzt werden darf, die Gerüstkonstruktion hinderlich in den Weg tritt oder gar die Stabilität derselben gefährdet wird.

2. Die zur Verwendung kommenden Stärken kantiger Hölzer sind im allgemeinen für Ständer 15 bis 20 cm, Rahmen 20 bis 35 cm, Streben 15 bis 25 cm, untergeordnete Balken, Kopfbänder und Zangen 15 cm. Der Billigkeit wegen empfiehlt sich die Verwendung von Rundhölzern in einer Stärke von 20 bis 35 cm, die nur insoweit beschlagen werden, als es für die Verbindungsstellen erforderlich wird. Zangen und Bänder können hierbei aus Halbrundholz gefertigt werden. Für die Lehrgerüste und Transportschwellen wird natürlich stets kantiges Holz genommen werden müssen. Die Längen der Ständer bezw. der Etagenhöhen pflegen sich innerhalb der Grenzen 5 m und 8 m zu halten; die Weite der Gerüstfelder wechselt, wenn Kopfbänder zu Hilfe genommen werden, von 4 m bis 6,5 m und bestimmt sich in der Regel leicht durch die Abmessungen des auszuführenden Bauwerks. Obgleich es auf der Hand liegt, dafs bei Anwendung grofser Jochweiten und bedeutender Etagenhöhen Holzersparnis herbeigeführt werden kann, so dürfte doch eine Überschreitung der angegebenen Maximalmafse nicht ratsam erscheinen, da die Aufstellung zu langer Hölzer, wenn dieselben überhaupt zu haben sind, die Schwierigkeiten der Ausführung zu sehr erhöht.

Bei der Berechnung der Gerüste sind die bekannten Regeln der Statik zur Anwendung zu bringen. Es soll nur bemerkt werden, dafs hierbei wegen des provisorischen Charakters der Gerüste ein vergleichsweise geringer Sicherheitsgrad zulässig erscheint und dafs hauptsächlich zu untersuchen ist, ob dieselben dem Winddruck ausreichenden Widerstand leisten.[12])

3. Ein zweckmäfsig konstruiertes Gerüst neuerer Zeit, benutzt für die Ausführung des Sinnthal-Viaduktes auf der Gemünden-Elmer Bahnlinie, ist auf T. XII, F. 1, 1^a, 1^b dargestellt.

Das Fahrgerüst ist daselbst in fünf Etagen eingeteilt, die drei unteren je 5,84 m, die beiden oberen je 5,25 m hoch. Streben und Ständer erhielten bei dieser Anordnung noch keine übermäfsige

[12]) Ein Teil der Göltzschthal-Viadukt-Rüstung wurde am 8. August 1850 durch Sturmwind zerstört. — Ein Beispiel der Berechnung eines Ständergerüstes findet man Zeitschr. f. Baukunde. 1884, S. 159. (Völker. Erdarbeiten und Viadukte der württembergischen Gäubahn.)



Länge, welche die Aufstellung erschwert hätte. Die Ständer waren 6,13 m von einander entfernt, nur die Weite zwischen den rechts und links neben den Pfeilern befindlichen Ständern war 6,42 m, weil diese Ständer ihre Unterstützung auf den Fundamentabsätzen finden mufsten. Die Felder waren durch die gewählte Anordnung nahezu quadratisch geworden, was eine besonders übersichtliche Anordnung der Verstrebung zuliefs. Die Streben umfafsten Ständer und Rahmen und waren mit denselben verbolzt. Stand- und Transportgerüst waren bis zur Höhe des dritten Stockwerkes gemeinschaftlich aufgeführt und in der Unterfläche der Querstreben des letzteren war die Horizontalverstrebung gegen Seitenschwankungen angebracht, weil dort den Angriffen der Seitenkräfte am wirksamsten begegnet wurde. Die isolierten Wände der vierten und fünften Etage waren mehrfach durch Zangen verbunden (F. 1ᵃ). In jedem der drei unteren Stockwerke und zwar über jedem Pfeiler bewegte sich normal zur Bahnachse ein Laufkrahn von 6,42 m Spannweite. Beim Beginn der Wölbung wurde dieser Krahn überflüssig und an seine Stelle trat ein anderer von 11,38 m Spur, welcher parallel der Bahnachse lief. Die Spurweite dieses letzten Krahnes war auf ein Minimum beschränkt dadurch, dafs man zwischen den äufsersten Gerüstwänden *a* (F. 1ᵃ) noch je zwei neue *b* einstellte, welche vom dritten Stockwerk aus durch die Verstrebung *c* gestützt wurden. Es blieb bei dieser Anordnung noch Raum genug, um zwischen den Stirnen und den Zwischenwänden auf jeder Bauwerksseite einen Transportstrang einzuführen.

Die Herbeiführung der Materialien von den Lagerplätzen geschah auf der rechten Bahnseite mittels Hilfsbahnen, welche durch zwei Drehscheiben mit den Aufzugsgleisen in Verbindung standen. Die aus dem anliegenden Einschnitte geförderten Materialien wurden in der Höhe der verschiedenen Etagen durch die Transportbahnen rechts und links herangeschafft. Für die Unterstützung dieser Transportgleise mufste längs der Widerlager ein provisorisches Gerüst geschaffen werden, weil die Materialien für den Bau der Widerlager aus freier Hand versetzt und demgemäfs die Hauptgerüste nur bis an die Widerlager geführt wurden. Das provisorische Gerüst wurde allmählich mit der Anschüttung der Böschungskegel zum Teil wieder entfernt und die mit Winden aus der Schüttung hervorgezogenen Hölzer in höheren Etagen wieder verwendet. Bei der Zimmerung des Gerüstes ist Rundholz in ausgedehntem Mafse zur Anwendung gekommen.

Ein weiteres musterhaftes Beispiel einer festen Gerüstkonstruktion bietet der Bau des Enz-Viaduktes der Württembergischen Staatseisenbahn, T. XII, F. 5 u. 5ᵃ.

Die Lehrgerüste waren hier gesprengt, ein Standgerüst war also nicht vorhanden. Sämtliche vier Etagen des Gerüstes sind gleich hoch, rund 8 m, die lichte Weite der Felder in der Ansicht beträgt rund 6 m. Die Unterstützung der Rahmen auf die Ständer geschieht durch Sprengwerksstreben mit zwischenliegendem Spannriegel. Statt Querschwellen liegen doppelte Zangen, welche die Ständer umfassen und auf welche die Rahmen sich aufkämmen. Die Horizontalverstrebung ist in jeder Etage mit Überschlagung eines Feldes durch Andreaskreuze direkt unter den Rahmen angebracht. Die Streben der Andreaskreuze setzen sich auf die Zangen. Die Basis des Gerüstes ist durch Anbringung langer Streben (F. 5) vergröfsert und daher die Stabilität des Gerüstes gegen Hochwasser und Eisgang verstärkt.

Das Gerüst des Chaumont-Viaduktes (T. XIV, F. 9) zeichnet sich ebenfalls durch grofse Einfachheit der Konstruktion aus.

Auf T. XIII, F. 4, 5, 6, 7 u. 8 sind noch einige zweckmäfsig und leicht konstruierte Gerüste von in neuerer Zeit ($18^{75}/_{77}$) zur Ausführung gekommenen Brückenbauten verzeichnet, nämlich in F. 5, 7 u. 8 Gerüste der Linien Kaiserslautern-Kirchheimbolanden und Germersheim-Bruchsal der Pfälzischen Ludwigsbahn, in F. 6 das Gerüst des Haldenbach-Viadukts bei Endersbach auf der Linie der Württembergischen Staatseisenbahn, in F. 4 das Gerüst eines Viadukts der Eisenbahn von Zabern nach Wasselnheim in Elsafs-Lothringen.

Das Gerüst der Eisenbahnbrücke über die Werra bei Münden (T. XII, F. 4, 4ᵃ) bildet wegen der sprengwerksartigen Konstruktion der unteren Etage einen Übergang zu den unter b. näher bezeichneten Anordnungen.

Schliefslich mag noch bemerkt werden, dafs eine Verbreiterung der Basis des Gerüstes durch Anbringung entsprechender Verstrebungen, um die Stabilität desselben gegen Hochwasser, Eisgang, Seitenschwankungen zu erhöhen, wohl zu empfehlen ist, jedoch soll man in erster Linie dahin trachten, die obere Breite des Gerüstes, durch welche die lichte Weite der Laufkrahne bedingt wird, auf ein Minimum zu beschränken.

Dies wird dadurch erreicht, dafs man die äufseren Gerüstwände so nahe als möglich an die Stirnmauer rückt und nur so viel Raum beläfst, um vom Laufkrahn aus vorzunehmende Handhabungen noch bequem ausführen zu können. Abgesehen von der Ersparnis an Holz, erreicht man durch solche Anordnung die gröfstmögliche Stabilität der oberen Gerüst-Etagen, da die Schwankungen durch den Laufkrahn und die Gefahr des Umkippens durch die verringerte Lichtweite des letzteren ermäfsigt werden.

Aus diesem Grunde ist auch der bei dem Sinnthal-Viadukt in Anwendung gebrachten Methode, bei welcher für die Ausführung der Pfeiler Laufkrahne von geringer Weite senkrecht zur Bahnachse und bei Ausführung der Gewölbe und Stirnmauern gröfsere Krahne parallel zur Bahnachse sich bewegen, der Vorzug zu geben vor dem bei festen Gerüsten allgemeiner beliebten Verfahren, bei welchem ein und dieselbe Art von Laufkrahnen für die ganze Dauer des Baues, parallel zur Achse des Bauwerks sich bewegend, beibehalten wird. Letztere Anordnung läfst eine Verringerung der Gerüstbreite der oberen Etagen nicht mehr zu.

Die Gerüstkonstruktionen unter b. unterscheiden sich nicht wesentlich von den eben vorgeführten. T. XII zeigt als Beispiele in F. 3, 3ª das Gerüst der Fulda-Brücke bei Kragenhof, wo für die freitragende Konstruktion ein Gitterträger und in F. 2, 2ª das Gerüst des Zschopauthal-Viaduktes, wo für denselben Zweck ein Sprengwerk gewählt worden ist. Die Aufstellung der Gerüste konnte bei beiden letztgenannten Brücken natürlich nicht eher erfolgen, bis die Pfeiler zur Höhe der Sprengwerke bezw. Gitterträger gediehen waren. Es wurden deshalb zur Aufmauerung der Pfeiler bis in jene Höhe provisorische Gerüste erbaut, welche aufserdem noch zum Richten der Hauptgerüste in Benutzung gezogen wurden.

Die Anwendung von Sprengwerken anstatt der Gitterträger ist in der Regel vorzuziehen, da letztere, abgesehen von der schwierigeren Herstellung, einen grofsen Kostenaufwand beanspruchen. Auch lassen sich die Hölzer der Sprengwerke beim Abbruch ungleich besser verwerten. Es mufs allerdings dafür Sorge getragen werden, dafs der Fufs der Sprengwerke, wenn eine alleinige Unterstützung auf den bereits soweit fertiggestellten Pfeilern nicht für zulässig erachtet werden kann, auf einem eingerammten Pfahlunterbau gegen Eisgang und Hochwasser genügend gesichert wird, was z. B. durch Anbringung von Eisbrechern vor der gefährdeten Stelle, durch Absteifung der Pfähle gegen die Pfeiler, durch Verkleidung derselben mit Bohlen und im äufsersten Falle durch Verfüllung des hohlen Raumes zwischen den Bohlen und den Pfeilern erreicht werden kann.

§ 9. Feste Gerüste mit beweglichen Transportbahnen. Diese Konstruktionen bilden den Übergang zu den fliegenden Gerüsten und sind ersichtlich aus dem Bestreben hervorgegangen, die Holzfülle der eigentlichen festen Gerüste mit mehreren unbeweglichen Transportbahnen zu vermindern. Sie erscheinen am Platze für die Ausführung hoher Bauten mittlerer Gröfse, welche wegen der geringeren Abmessungen der Bausteine eine leichtere Anordnung des festen Teiles der Gerüste noch zulassen.

1. Bei niedrigen Bauten (Flufsbrücken) wird eine Hebung von Transportbahnen nur dann zweckmäfsig erscheinen, wenn die Kosten der Hebung durch die Minderkosten und die Vorteile, welche dabei durch Einstellung einfacher, leicht zu handhabender Hebevorrichtungen entstehen, mindestens ausgeglichen werden.

Ein Beispiel bietet das Gerüst vom Bau der Mosel-Brücke bei Pfalzel in der Moselbahn, s. T. XIII, F. 9.

Da der Schiffahrtsverkehr der Mosel an der Baustelle auf der linken Flufsseite liegt und demnach auf dieser Seite bequeme Vorrichtungen zur ungestörten Entladung der vielfach auf dem Wasserwege anlangenden Materialien nicht geschaffen werden konnten, das rechtsseitige Ufer aber wegen seiner günstigen Höhenlage und ebener Gestaltung sowohl die Zufuhr zu Wasser als auch zu Lande ohne Schwierigkeiten gestattete, so wurden sämtliche Lagerplätze auf der rechten Flufsseite eingerichtet.

Das Heranschaffen der Materialien von den Lagerplätzen geschah anfangs auf einer leichten, auf eingerammten eisernen Pfählen ruhenden Transportbrücke, später wurde ein Versetzgerüst aufgestellt, welches gleichzeitig zum Transport der Materialien diente. Dasselbe bestand aus zwei Paar Howe'schen Trägern, von denen je ein Paar zu beiden Seiten der Brücke auf einzelnen längeren Pfählen der Fangdämme ruhte, und auf der oberen Gurtung das Laufkrahngleis, auf der unteren Gurtung das Transportgleis trug. Die einzelnen Träger hatten eine Länge von 52 m und reichten somit über zwei Brückenöffnungen hinweg. Sie wurden auf dem Lande fertig montiert und über die Auflager geschoben.

Im ersten Baujahre hatte das Gerüst vom rechten Ufer bis zum Pfeiler III eine solche Höhenlage, dafs die untere Fahrbahn über dem höchsten Sommerwasserstande und im Niveau der an dem Lagerplatz vorbei führenden Strafse sich befand. Vor Beginn des Winters wurde dies Gerüst demontiert und im nächsten Frühjahre in einer um 6 m gröfseren Höhe wieder aufgestellt. Da keine Baukrahne beschafft, sondern die für den Betrieb bestimmten schweren Krahne benutzt werden sollten, so mufsten die einzelnen Teile und Verbindungen eine besondere Stärke und Steifigkeit erhalten.

2. Bei Herstellung von hohen Bauwerken (Viadukten) lassen sich die Gerüste in der Regel dadurch noch mehr vereinfachen, dafs man die Gerüstbreite auf ein Minimum einschränkt, indem man die Transportbahn nicht zur Seite des Bauwerks, sondern in die Achse desselben legt und nur jeden Pfeiler mit einem rahmenartigen Gerüste umgiebt.

In Bezug auf den Materialientransport, soweit derselbe auf dem eigentlichen Gerüste selbst oder mittels desselben bewerkstelligt wird, kann man dabei zwei Fälle unterscheiden:

a. Der Materialientransport geschieht auf hochliegender, horizontaler Bahn. — Alsdann verbindet eine horizontale, zwischen den Pfeilern unterstützte Transportbahn sämtliche Pfeilergerüste und legt sich mittels einer geneigten Ebene an den Hang des Widerlagers, um von dort aus die Materialien aufzunehmen. Über jedem Pfeiler und oberhalb der Transportbahn befindet sich ein Laufkrahn, von welchem aus die Materialien an jeden beliebigen Arbeitspunkt der Pfeiler gebracht werden können. Transportbahn und Laufkrahn werden mit dem Fortschreiten der Arbeiten gleichzeitig entsprechend gehoben, was gewöhnlich in Arbeitspausen, besonders am Sonntage, geschieht um die Hauptarbeiten nicht zu unterbrechen. Die Dienstbrücke erhält entweder nur ein Gleis mit entsprechenden Weichen oder zweckmäfsiger gleich zwei Gleise, um jeden unnützen Aufenthalt beim Materialtransport zu vermeiden.

b. Der Materialientransport geschieht auf tiefliegender Bahn und dann durch senkrechte Hebung. — Hier beschränkt sich die ganze Konstruktion auf einzelne, rahmenartig sich um jeden Pfeiler legende Gerüste, zwischen deren Ständern sich über jedem Pfeiler ein Laufkrahn bewegt, welcher sämtliche Materialien vom Erdboden emporhebt. Der Laufkrahn wird mit dem Fortschritt der Arbeiten gehoben.

Zur Herstellung der Gewölbe dient in beiden Fällen eine horizontale Transportbahn, welche auf dem Lehrgerüste und den fertiggestellten Pfeilern unterstützt, entweder gleich hoch genug angelegt wird, um das Gewölbe darüber schliefsen zu können, oder aber auch niedriger, um sie später noch einmal zu heben. Wenn die Transportbahn in der Achse des Bauwerks liegt, können die Laufkrahne weniger Ausladung oder Lichtweite erhalten, haben daher weniger Bestreben zu kippen und können einfacher und leichter konstruiert werden. Im Falle a. empfangen die Laufkrahne die Materialien auf horizontaler Bahn von den Widerlagern her, in welchem Falle die Transportbahn bis dahin verlängert werden mufs, im Falle b. heben sie solche vom Erdboden empor.

Bei Viadukten von sehr grofser Länge, oder wo die Widerlager nicht gegen einen Hang sich lehnen, wird eine Weiterführung der Transportbahn nicht ausführbar sein, indessen kann man an geeigneten Punkten Vorrichtungen zum Aufbringen oder Aufziehen der Materialien einrichten, und hier Materialiendepots anlegen, von denen aus die Pfeiler versorgt werden können.

3. Zweckmäfsige Beispiele für die Ausführung der Pfeiler bieten in T. XIV, F. 4, 5, 6 die Viadukte des Bèbre-Thals, des Feige-Thals und von Montciant auf der Eisenbahn Saint-Germain-des-Fossées-Roanne und für Ausführung der Gewölbe in T. XIV, F. 1 der Viadukt von Solémy. Bei den ersten beiden Viadukten geschah der Materialientransport auf horizontaler Bahn, beim Viadukt von Montciant durch vertikale Hebung. Die Gerüste des Viadukts des Feige-Thals konnten wegen der geringen Abmessungen der verwendeten Steine bedeutend vereinfacht werden. Die Transportbahn bestand aus einem einfachen Steg und die Gerüste brauchten nicht mehr die Pfeiler zu umschliefsen, da es nicht nötig war, die Bruchsteine mittels des Wolfes zu versetzen. Letztere, auch die Verblendsteine konnten aus der Hand versetzt werden.

4. Eine Vergleichung der Methoden unter a. und b. liefert nach den beim Bau der genannten Eisenbahn nach Roanne gewonnenen Erfahrungen folgendes Ergebnis:

Beide Systeme lassen, wenn die Materialien erst einmal oben sind, ein gleich gutes Versetzen zu, aber in betreff der Art dieselben in die Höhe zu bringen mufs entschieden dem horizontalen Transport gegenüber der vertikalen Hebung der Vorzug gegeben werden. Das erste System mit der hochliegenden Transportbahn kostet in der Anlage mehr als das zweite, jedoch werden diese Mehrkosten durch die Minderkosten des Heranschaffens auf der schiefen Ebene (vergl. § 34) und überhaupt durch die grofse Leichtigkeit, mit welcher der Weitertransport und der ganze Betrieb vor sich geht, reichlich ausgeglichen. Da beim zweiten System das vertikale Heben länger dauert als der horizontale Transport, so müssen die Maurer sich mit Material, welches sich auf den Pfeilern anhäuft und im Wege liegt, versorgen und trotzdem feiern sie oft, weil die ankommenden Materialien nicht die sind, welche sie gerade gebrauchen können. Beim ersten System dagegen stehen die beladenen Wagen im voraus an den Enden der horizontalen Transportbahn oder in den Weichen und werden erst dann, wenn man sie nötig hat, nach dem Pfeiler befördert, sodafs die Pfeiler mit überflüssigem Material nie belastet werden und die Maurer bequemer arbeiten können und nicht zu feiern brauchen. Diese Vorteile wurden von den Unternehmern der genannten Eisenbahnlinie richtig gewürdigt und bei drei später angefangenen Viadukten wurden deshalb die Gerüste nach dem System des Bèbre-Viaduktes hergestellt. Nach diesem System ist auch der Viadukt von Chastellux (T. XIV, F. 8) erbaut, dessen Gerüst sich durch aufserordentliche Einfachheit und Leichtigkeit auszeichnet.

§ 10. Fliegende Gerüste. Die Einteilung geschieht am besten mit Rücksicht auf die Art und Weise, wie der Materialientransport zur Verwendungsstelle bewerkstelligt wird. Aufserdem wird noch der Pfeilerbau vom Gewölbebau zu trennen sein. Danach unterscheidet man, wenn man nur den Materialientransport, der auf dem eigentlichen Gerüst oder durch dasselbe bewirkt wird, in Betracht zieht, folgende Methoden:

a. der Materialientransport erfolgt beim Pfeiler- und Gewölbebau auf hochliegender, horizontaler Bahn;
b. der Materialientransport erfolgt beim Pfeiler- und Gewölbebau durch vertikale Hebung;

c. der Materialientransport wird beim Pfeilerbau durch vertikale Hebung und beim Gewölbebau auf horizontaler Bahn bewirkt.

Die beiden ersten Methoden bringen das Prinzip der fliegenden Gerüste, alle Gerüstteile auf fertiggestellte Bauwerksteile zu stützen und allmählich mit dem Fortschritte des Baues zu heben, in vollkommenster Weise zur Anschauung.

Bei der ersten Methode bedient man sich einer horizontalen Dienstbrücke, welche die Transportbahn in sich trägt, auf den fertiggestellten Pfeilern ruht und allmählich gehoben wird. Der Transport der Materialien nach der Dienstbrücke geschieht entweder durch geneigte Ebenen oder dieselben werden an einem Ende oder an mehreren Zwischenpunkten durch Aufzüge hinaufgeschafft. Die Dienstbrücke dient sowohl für die Ausführung der Pfeiler als auch der Gewölbe.

Bei der zweiten Methode besteht das ganze fliegende Gerüst eigentlich nur aus einem auf jedem Pfeiler befindlichen Krahne, welcher sich mit dem Fortgange der Pfeilerbauten hebt und schliefslich, auf die Lehrgerüste gestellt, auch für die Herstellung der Gewölbe benutzt wird. — Grofse Nachteile dieser Methode erwachsen aus der schon im § 9 unter 2 b. besprochenen, ausschliefslich vertikalen Hebung sämtlicher Materialien.

Diese Nachteile werden bei der dritten Methode mehr vermieden, weil bei derselben nach Fertigstellung der Pfeiler für die Ausführung der Gewölbe die Materialien auf einer horizontalen Transportbahn bezw. Arbeitsbrücke befördert werden.

a. Materialientransport für Pfeiler- und Gewölbebau auf horizontaler Bahn. — Das Gerüst des auf der Bahn von Rennes nach Brest von den Ingenieuren Planchat und Fenoux erbauten Morlaix-Viaduktes bietet ein lehrreiches Beispiel für obiges System.

Das Versetzgerüst (T. XV, F. 3) bestand aus einer Verbindung mehrerer hölzernen, von Pfeiler zu Pfeiler sich freitragenden Dienstbrücken, welche allmählich, mit dem Fortschritte der Pfeilerbauten gleichen Schritt haltend, gehoben wurden. Die Dienstbrücke hatte 16 Einzelöffnungen, welche an den Stöfsen auf den Pfeilern solide miteinander verbunden waren, und ahmte im wesentlichen Howe's System nach. Zwei Gitterträger, 3 m von einander entfernt, und jeder 2,55 m hoch trugen zwei 0,08 m starke Bohlenbahnen, eine obere für die Transportgleise und eine untere für den Verkehr der Arbeiter, für den Wassertransport, die Mörtelbeschaffung und die Überwachung. Jeder dieser Träger (F. 3^b, 3^c) wurde aus zwei $\frac{0,20}{0,25}$ m starken Gurten gebildet, die auf Entfernungen von je 1,80 m durch eiserne Zugstangen von 2,7 m Länge und 0,03 m Stärke miteinander verbunden waren. In den auf solche Weise durch die Zugstangen gebildeten Feldern befanden sich die Streben, die Hauptstreben doppelt, die Gegenstreben einfach, $\frac{0,12}{0,10}$ stark, an der Kreuzungsstelle durch einen 0,02 m starken Bolzen verbunden. An jedem Knotenpunkte des Gitterträgers war eine Querverbindung hergestellt, welche aus folgenden Teilen bestand:

1. aus zwei horizontalen Querhölzern, $\frac{0,20}{0,20}$ m stark, das untere auf dem unteren Gurt befestigt 4,2 m lang, das obere unter dem oberen Gurt befestigt 4,8 m lang und beide durch die Zugstangen mit den Gurten verbunden;
2. aus zwei Paaren Doppelzangen $\frac{0,09}{0,09}$ m stark, welche auf jeder Seite der Zugstangen mit den Querhölzern verbolzt waren. Das eine Paar neigt sich nach aufsen und trägt das Schutzgeländer der Dienstbrücke, das andere neigt sich nach innen und dient zur Absteifung der oberen Bohlenbahn und der Trägerkonstruktion.

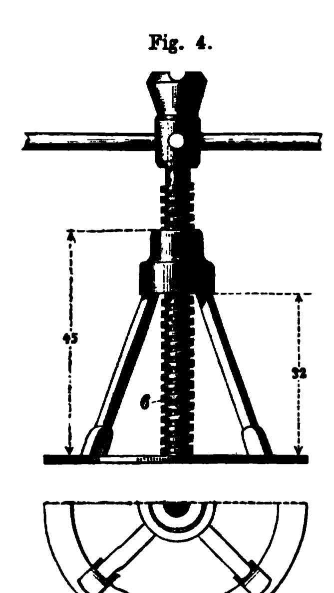
Die obere Bohlenbahn trägt aufser den zwei Transportgleisen auf besonderen, aufserhalb der Gitterträger liegenden $\frac{0,20}{0,20}$ m starken Langschwellen noch zwei Schienenstränge für die Bewegung der Laufkrahne.

Die Verbindung der Dienstbrücke einer Öffnung mit der anderen geschah auf den Pfeilern und zwar durch 6 m lange und $\frac{0,20}{0,20}$ m starke Zangen, welche die Gurtungen der Gitterträger miteinander verbanden. Weil über dieser Verbindungsstelle der gewöhnliche Stand der Laufkrahne war und weil dieselbe aufserdem beim Heben der Dienstbrücke noch besonders in Anspruch genommen wurde, so verstärkte man dieselbe durch Einbringung zweier vertikalen Pfosten zwischen den Gurten und durch Vergröfserung der Abmessungen der Streben. — Während der Ausführung ruhte die Dienstbrücke mittel

eines hölzernen Unterbaues auf den Pfeilern. Die Höhe desselben überschritt das Maſs von 1,5 m nie, da die Hebung der Dienstbrücke jedesmal nur um 1,0 bis 1,5 m erfolgte.

Für letztere Operation brachte man auf jedem Pfeiler und unter die vier Endpunkte der Gitterträger Gerüstschrauben an (Fig. 4), welche eine jedesmalige Hebung von ca. 0,5 m gestatteten. Während die Schrauben, um eine neue Hebung auszuführen, gelöst wurden, unterstützte man die Träger durch Holzschwellen. Die Hebung wurde an Sonntagen vorgenommen und dauerte zur Zeit, als die Dienstbrücke ihre volle Längenausdehnung erreicht hatte, etwa 6 Stunden. An jede Schraube wurden vier Mann gestellt und ein Zimmermann befehligte und beaufsichtigte das Ganze.

Fig. 4.



Was die Verteilung der Materialien während der Ausführung anbetrifft, so geschah dieselbe für Bausteine mittels der oberen Transportbahn. Die Winden des Laufkrahnes faſsten die Quader oder die Bruchsteinkasten und lieſsen dieselben auf die Pfeiler nieder. Der Mörtel wurde jedoch in Bütten von Kindern auf der unteren Transportbahn nach den über jedem Pfeiler befindlichen Ausguſskästen getragen. Da die Laufkrahne über den Pfeilern ihre Stellung bis zum Zeitpunkte des Wölbens nicht zu verändern brauchten, so wurden dieselben an einzelnen Stellen der Dienstbrücke durch eiserne Haken befestigt, die in entsprechende an den Gurten der Hauptträger angebrachte Ringe eingriffen. Die Beförderung der Materialien auf die Dienstbrücke geschah von der tiefsten Stelle der Thalsohle aus mittels zweier durch je eine 5pferdige Lokomobile getriebenen Aufzüge, die aus je einem Vorgelege, einer Kette ohne Ende und dem Empfangsapparat auf der Dienstbrücke bestanden, vergl. § 34. Behufs Aufnahme dieses Apparates waren die Gitterträger der Dienstbrücke entsprechend verstärkt. Das Heraufschaffen des Mörtels und des Wassers geschah mittels eines besonderen, von einer zweipferdigen Lokomobile getriebenen Aufzuges. Die Benutzung der Dampfaufzüge dauerte übrigens blos bis zu dem Zeitpunkte, wo das Mauerwerk eine Höhe von 40 m über der Thalsohle erreicht hatte, weil von da ab die Transportbahnen der Dienstbrücke mittels Rampen direkt mit den Lagerplätzen auf den Thalhängen in Verbindung gesetzt werden konnten, durch welche Anordnung der Betrieb wesentlich erleichtert wurde.

Ein weiteres musterhaftes Beispiel der vorliegenden Methode bietet das Gerüst des Aulne-Viaduktes auf der Eisenbahnlinie von Châteaulin nach Landerneau (T. XV, F. 1).

Allerdings kam hier die Dienstbrücke erst bei einer Höhe der Pfeiler von 10 m und bei zwei Pfeilern, in deren Öffnung die Schiffahrt nicht unterbrochen werden durfte, sogar erst in einer Höhe von 30 m in Anwendung und es wurde bis zu dieser Höhe mit festen Gerüsten gemauert, jedoch ist dieser Umstand unwesentlich, da bei der bedeutenden Höhe der Pfeiler (ca. 40 m) die Hauptarbeit mit Anwendung der fliegenden Gerüste ausgeführt wurde.

Die Dienstbrücke (F. 1^b u. 1^c) war als Gitterträger konstruiert, die Hauptträger waren 3,95 m von Mitte zu Mitte von einander entfernt und 1,47 m hoch. Die Transportbahn, durch Querbalken, welche durch Kreuzstreben verstärkt waren, getragen, lag 0,73 bezw. 0,57 m unter dem höchsten Punkte der Gitterträger, sodaſs die letzteren gleichzeitig als Schutzgeländer dienten. Die Höhe des so gebildeten Schutzgeländers war ausreichend und zugleich bequem, da die Plattform der Transportwagen um 0,13 m höher stand und somit das Herunterlassen der Materialien, welches für die Pfeiler ausschlieſslich durch Rutschen oder Trichter geschah, wesentlich erleichterte.

Die Hebung der Dienstbrücke erfolgte stets um ca. 1,5 m, sobald das Mauerwerk bis auf 0,6 m bis zur Unterkante der Träger gediehen war. Nach Aufstellung der Lehrgerüste jedoch, welche mit Hilfe der Dienstbrücke geschah, wurde die letztere, um die Ausführung der Gewölbe zu ermöglichen, über das Lehrgerüst gehoben, vergl. § 22. Bei Ausführung der Gewölbe lagen zwei Gleise auf der Dienstbrücke, auſserdem waren auch Laufkrahne in Thätigkeit, welche sich auf den Gitterträgern bewegten. Im Anfange dieser Arbeitsperiode wurden die Materialien von den Lagerplätzen auf den Hängen durch Pferde auf geneigten Ebenen herangebracht, später jedoch ist man dazu übergegangen, die Materialien durch einen Aufzug, welcher in § 12 beschrieben wird, vertikal zu heben.

Beim Bau des Franzthal-Viadukts auf der k. k. österr. südl. Staatseisenbahn kam ein ähnliches Gerüst zur Anwendung. Der Verkehr zwischen je zwei Pfeilern wurde durch eine (nur für eine Last von höchstens 250 bis 300 kg berechnete) Laufbrücke bewirkt, die mit Leichtigkeit seitlich verrückt, gehoben und verschoben werden konnte, aber nur für den Arbeiterverkehr und zum Transport von Geräten und Mörtel dienten. Die Hebung der Steine geschah mittels einer zwischen je zwei Pfeilern auf einem starken Balkengerüst angebrachten, auf Schienen transportablen Winde.[13])

Die Vorteile der vorliegenden Methode mit Anwendung einer Dienstbrücke und vorzugsweise horizontaler Förderung der Materialien sind unverkennbar. Abgesehen von dem bereits erwähnten Nutzen des horizontalen Transportes gegenüber der vertikalen Hebung, welche von allen fliegenden Gerüsten das beim Aulne- und Morlaix-Viadukt benutzte System als das vorteilhafteste auszeichnet, beruht ein anderer Vorzug desselben in der Freiheit, welche es dem Konstrukteur in der Wahl der Bogenöffnungen des Viaduktes gestattet. Ein Haupthindernis gegen die Zulassung grofser Bogenweiten bei Erbauung von Viadukten bildet ja bekanntlich die Anwendung verwickelter und schwerfälliger Gerüste.

b. Materialientransport für Pfeiler- und Gewölbebau durch vertikale Hebung. — Das älteste bemerkenswerte Beispiel ist das Gerüst des Indre-Viaduktes, auf der Eisenbahn von Tours nach Bordeaux im Jahre $18^{47}/_{48}$ vom Ingenieur Tony Fontenay erbaut, s. T. XVII, F. 12 und T. XV, F. 5.

Der dort zur Anwendung gekommene Krahn (F. 12, T. XVII) konnte Lasten von 1200 kg bewältigen. Die vertikale Hauptsäule desselben, deren Fufs sich zwischen vier Zangen *b*, *c*, *d*, *e* befindet, wird durch drei Streben *f*, *g*, *h* in vertikaler Stellung erhalten. Die Wirkung der Strebe *h* wird verstärkt durch eine über derselben liegende eiserne Zugstange *i*, deren oberes Ende mit der Säule verschraubt und deren unteres Ende mittels einer eisernen Platte an der Unterfläche der Zangen *d*, *e* befestigt ist. Aufserdem wird die Standfestigkeit der Säule, deren Kopf eine eiserne Platte mit drei Lappen trägt, noch erhöht durch drei eiserne Anker, welche, mit den Lappen der Kopfplatte verschraubt, an der Säule herunterführen und unterhalb der Zangen *b*, *c* nochmals befestigt sind. Der Kopf der Säule hat die Form eines abgestumpften Kegels und trägt am unteren Ende einen schmiedeisernen Ring *k*, in welchem der Krahnarm sich dreht und eine gufseiserne Platte *l*, auf welche derselbe sich stützt.

Der Krahnarm ist aus zwei durch Schrauben verbundenen Teilen gebildet, die an dem der Säule zugekehrten Ende durch ein auch für die Drehung entsprechend geformtes Gufsstück, welches aufserdem eine gufseiserne Seilrolle trägt, auseinander gespreizt werden. Das von der Säule abgekehrte Ende des Krahnarms trägt ebenfalls eine Seilrolle und wird durch eine Kette *m* mittels eines Hakens vom Kopfe der Säule aus gehalten, sodafs der Krahnarm sich leicht um den eingefetteten Säulenring drehen kann. Die Achsenlager der 30 cm im Durchmesser haltenden Rollen *o* und *p* sind durch je zwei Schraubbolzen an den Krahnarm befestigt. Die ganze Krahnkonstruktion wird auf dem Mauerwerk nur mittels der Zangen *d* und *e* und der kleinen Querhölzer *q* und *r* (F. 12^b) gehalten. Das Kippen wird durch eine Kette *s* (F. 12^a) verhütet, welche zwischen den Zangen *d* und *e* und an einem eisernen, ungefähr 2 m unterhalb der oberen Mauerkante ins Pfeilermauerwerk eingelassenen Dorn aufgehängt ist. In dieser Stellung des Krahnes kann die ganze Oberfläche des Pfeilers, mit Ausnahme des schmalen Streifens, den die Zangen *d* und *e* besetzt haben, aufgemauert werden. Ist der Pfeiler ein paar Schichten höher geführt, so hebt man den Krahn durch Nachlassen der Kette *s* auf die neue Pfeileroberfläche und mauert das Ausgesparte nach. Reicht die Länge der Kette nicht mehr aus, so braucht man nur den in die Mauer eingesteckten Dorn etwas höher zu versetzen.

Das Aufziehen der Materialien durch Pferdekraft zeigt F. 12 (vergl. auch § 34). Sind die Steine in erforderlicher Höhe angelangt, so dreht ein Arbeiter mittels des Taues *n* den Krahnarm dem Pfeiler zu und nimmt die Ladung dort in Empfang. Um ein Niedersinken der gehobenen Last in unerwarteten Fällen (Ausrutschen der Pferde u. s. w.) zu verhindern, genügt es ein kurzes Holzstäbchen hinter die Führungsrolle *v* des Seiles zu stecken. Die dadurch erzeugte Reibung ist grofs genug, um die schwersten

---

[13]) Zeitschr. f. Bauw. 1853, S. 555.

Quader beliebig lange in der Luft schwebend zu erhalten. Versuche, statt der in nicht unbeträchtlicher Menge zum Verbrauch kommenden Aufzugsseile Ketten anzuwenden, sind schon beim Bau des Viaduktes von St. Germain angestellt worden, haben aber wegen der geringen Elasticität der letzteren mehrmals einen Bruch des Krahnarmes oder sonstiger Krahnteile zur Folge gehabt.

Auch für das Wölben wurde beim Indre-Viadukt derselbe Krahn benutzt, indem man ihn auf die durch entsprechende Futterstücke horizontal abgeglichenen Scheitel der Lehrgerüste setzte und jedesmal auf dem zweiten Binder, von außen gerechnet, befestigte, s. T. XV, F. 5. Beim Schließen des Gewölbes stellte man den Krahn auf die schon versetzten Wölbschichten.

Obgleich das beschriebene System in den Anlagekosten als das billigste alle anderen überflügelt (vergl. Tabelle I. in § 11), so heben doch die schon erwähnten, mit der ausschliefslichen vertikalen Hebung verbundenen grofsen Nachteile und Kosten jenen Vorteil wieder auf.

c. **Materialientransport durch vertikale Hebung für den Pfeilerbau und auf horizontaler Bahn für den Gewölbebau.** — Bei den Gerüsten für den Pfeilerbau wendet man ausschliefslich die vertikale Hebung an, während bei Ausführung der Gewölbe vorzugsweise der horizontale Transport zur Geltung kommt, selbstverständlich, je nach den örtlichen Verhältnissen, unter Beibehaltung mehr oder minder ausgedehnter Aufzugsvorrichtungen.

Da die Art und Weise der Gewölbeausführung von der in § 9 bei den festen Gerüsten mit beweglichen Transportbahnen beschriebenen Methode wesentlich nicht verschieden ist, sondern bei einzelnen Bauwerken nur dadurch eigentümlich wird, dafs gewisse für den Aufbau der Pfeiler in Benutzung gezogene Gerüstteile (wie beim Indre-Viadukt) zur Unterstützung der Gerüste beim Gewölbebau zweckmäfsig wieder herangezogen werden, so können sich die folgenden Beispiele hauptsächlich auf die verschiedenartigen Systeme für den Pfeilerbau beschränken.

1. Viadukt über das Thal bei Rümlingen in der Schweiz (T. XV, F. 7).

Zwei 4 m lange Schwellen *a a* (F. 7ᵇ) lagern, sich dicht an die schmalen Seiten des Pfeilers lehnend, auf eigens zu diesem Zwecke angeordneten Quaderauskragungen und eine ebenso lange dritte Schwelle *b* ist durch den Pfeiler selbst gesteckt. Jede dieser drei Schwellen wird mittels zweier Streben gegen aus dem Pfeiler vorgekragte Quader abgestützt und trägt schwache Längsbalken, auf denen ein Bohlenbelag für Herstellung des Arbeitsbodens befestigt ist. Ferner tragen die drei festunterstützten Schwellen *a*, *a*, *b* mit Hilfe einer Zwischenkonstruktion den für die Ausführung des Pfeilers benutzten Laufkrahn. Die Zwischenkonstruktion besteht aus vier Streben *d*, welche sich direkt auf die Schwellen *a* setzen und aus vier vertikalen, säulenartigen, 7,5 m langen Doppelzangen *c*, welche die Streben *d* und die 13,5 m langen Träger der Laufkrahn-Konstruktion umfassen. Aufserdem dienen zur Verstärkung der Konstruktion noch die vier Hilfsstreben *e e*, welche in der Ebene der Hauptstreben *d d* liegen und zwei Ständer *h* mit je zwei Kopfbändern.

Die Gesamtkonstruktion mit der auf dem Laufkrahn beweglichen Winde wird allmählich mit Fortschritt des Pfeilerbaues gehoben, und damit die Hebung nicht zu oft zu geschehen braucht, kann man, wie F. 7ᵇ andeutet, den Arbeitsboden auch an eine höhere Stelle bei *k* versetzen. Das beschriebene Gerüst diente nun in seiner höchsten Stellung nach Vollendung der Pfeiler auch zur Unterstützung der in Form verzahnter Träger konstruierten, horizontalen Dienstbrücke, auf welcher, entgegengesetzt der früher beim Pfeilerbau innegehabten Richtung, jetzt die Laufkrahne sich parallel zur Bahnachse bewegten.

Die Materialien für die Pfeiler wurden beim Rümlingen-Viadukt durch die Winden von der Thalsohle gehoben, für die Gewölbe konnte die Förderung in Verbindung mit einer geneigten Ebene von den Thalhängen aus über die horizontale Dienstbrücke erfolgen.

2. Viadukt von Daoulas auf der Linie von Châteaulin nach Landerneau (T. XV, F. 2).

In Höhen von 6,5 zu 6,5 m wurden hier durch jeden Pfeiler vier Eisenbahnschienen gesteckt, welche für die Unterstützung des darüber erbauten Gerüstes dienten. Die Konstruktion desselben ist einfach und besteht im wesentlichen aus vier ca. 10 m hohen, 4,85 m von einander entfernt stehenden, vertikalen Ständern, welche am Fufsende von doppelten horizontalen Schwellen gefafst, mittels der letz-

teren auf den vier Schienen ruhen. Die vertikalen Säulen sind bis zur Höhe von ca. 7 m durch doppelte, horizontal nicht durchgehende Zangenenden $\left(\frac{20}{20}\ \text{cm}\right)$ und von letzteren eingeschlossene Streben $\left(\frac{19}{20}\ \text{cm}\right)$, außerdem noch durch zwei Paar Andreaskreuze versteift. In 7 m Höhe befinden sich durchgehende Doppelzangen, sodafs bei jeder Stellung des Gerüstes eine Pfeilerhöhe von 6,5 m ausgeführt werden kann. Die letzten liegenden obersten Zangen in 10 m Höhe sind auf einem Ende soweit über die Ständer hinaus verlängert und so verstrebt, dafs die Anbringung einer Welle ermöglicht werden konnte, von welcher aus ein Seilende nach einer untenstehenden, von einer 3 bis 4 pferdigen Dampfmaschine betriebenen Winde führt. Das andere Seilende trägt den Materialienkasten, dessen Inhalt auf eine bewegliche Rutsche und von dort aus auf den Pfeiler gelangt. Die Winde in Verbindung mit der treibenden Maschine bewegt sich auf zwei Gleisen, sodafs der Apparat gleichzeitig zwei oder mehrere Pfeiler mit Material versorgen kann. Die Schienen blieben nach jedesmaliger Hebung des Gerüstes vorläufig stecken und dienten der Leiter für die Arbeiter zur Stütze. Bei Hebung des Gerüstes mittels zweier einfachen Hebeböcke wurde dasselbe in einzelne Teile zerlegt und später wieder verbunden (vergl. auch § 34).

3. Strafsenbrücke über den Douro bei Regoa in Portugal[14]) (T. XIV, F. 3). Obgleich diese Brücke keine gewölbte ist, sondern eisernen Überbau trägt, so ist doch die hier in Anwendung gekommene Methode für die Aufmauerung der hohen Pfeiler ohne weiteres auch für gewölbte Viadukte anwendbar.

Nachdem die Pfeiler bis zu einer Höhe von 10 bis 11 m mittels hölzerner Böcke aufgemauert waren, wurde die F. 3 bis 3ᶜ dargestellte Rüstung zur Hilfe genommen. Dieselbe unterscheidet sich von den bisher behandelten Anordnungen dadurch, dafs sie nicht wie jene, bei jeder Versetzung auseinander genommen und wieder aufgestellt oder durch besondere Hebezeuge gehoben zu werden braucht, sondern dafs sie sich allmählich, so zu sagen selbstthätig und zusammenhängend hebt.

Den Hauptbestandteil der auf der Pfeilermitte stehenden Rüstung bilden zwei nach entgegengesetzten Seiten gerichtete feste Ausleger. Dieselben, aus zwei gegeneinander geneigt stehenden und 1,70 m nach jeder Seite hin über die Pfeiler ausladenden Streben *b* bestehend, sind am Kopfende durch einen Holm miteinander verbunden, an ihren beiden Fufsenden mit zwei horizontalen nach beiden Seiten über die Pfeiler hinausragenden Schwellen *c* verbolzt und finden nebst letzteren mittels vier kleiner, in der Nähe der Pfeilerkanten liegenden Stützen aus hartem Holze auf dem Mauerwerk ihr Auflager. Die ganze Rüstung ist, wie aus F. 3ᵇ ersichtlich, durch Längs- und Querverband ausreichend versteift. An den Kopfenden der Ausleger sind Kettenrollen befestigt, an welchen mittels zweier am Fufse des Pfeilers aufgestellten, fest verankerten Winden das Material aufgewunden wird, auf der einen Seite die Werksteine, auf der andern Bruchsteine und Mörtel. Das aufgewundene Material wird von einem kleinen Transportwagen, der auf den beiden schon erwähnten, mit einem Gleise versehenen Horizontalschwellen *c* fährt, aufgenommen und auf den Pfeilern weiter transportiert. Bei einseitiger Belastung wird die Rüstung durch zwei fest angezogene Ketten, welche von den Spitzen der Ausleger auslaufen und nach zwei anderen unten aufgestellten Winden führen, im Gleichgewicht gehalten. Diese letztgenannten Ketten dienten zugleich zum Heben des Gerüstes. Ist z. B. eine Mauerschicht bis auf den etwa 2,5 bis 3,0 m breiten Raum, den die Rüstung selbst einnimmt (F. 3ᶜ), vollendet und das zur Ausfüllung dieses Raumes erforderliche Material auf die Pfeiler geschafft, so zieht man die eine Kette an, während die andere entsprechend nachgelassen wird. Die Rüstung nimmt dann, indem sie sich um die zwei an einer Pfeilerkante liegenden Stützen dreht, die in F. 3ᵇ angedeutete schräge Stellung an, welche es ermöglicht, auf der andern Seite den früher von dem Gerüst eingenommenen Raum zum Teil auszumauern. Kommt dann das umgekehrte Spiel der Ketten in Ausführung, so stellt sich die Rüstung nach der entgegengesetzten Seite schräg, wobei die jetzt als Unterlage dienenden Stützen auf dem eben vollendeten Mauerwerk, also um eine Pfeilerschicht höher zu liegen kommen. Nachdem nun die noch fehlenden Steine auf der nun zugänglichen Seite versetzt sind, wird das Gerüst wieder in seine horizontale Stellung niedergelassen und der Aufbau der nächsten Schicht in gleicher Weise vorgenommen.

Die ganze Rüstung, deren Bewegung keinen nennenswerten Zeitaufwand erforderte, ist von zwei Zimmerleuten in drei Tagen verzimmert und auf dem Pfeiler aufgestellt worden und es sollen beim Gebrauch derselben trotz des oft auftretenden heftigen Windes und des zuweilen vorkommenden grofsen Gewichtes der aufzuwindenden Steine keinerlei Unzuträglichkeiten entstanden sein.

---

[14]) Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 457.

In Fällen, wo der Raum unten am Pfeiler beschränkt ist, kann die Anwendung der zur Bewegung des Gerüstes dienenden Winden dadurch umgangen werden, daſs man die Sache umkehrt und die Bewegung von oben vom Pfeiler aus vornimmt. Die festen Punkte für die Ketten müssen dann unten am Pfeiler selbst durch Einmauerung von Ringen oder dergleichen geschaffen werden, während die aus einer Trommel mit Vorgelege bestehende Windevorrichtung auf den äuſseren Enden der unteren horizontalen Schwellen *c* der Rüstung angebracht werden kann.

Der Zugang auf die Pfeiler ist durch einen etagenförmigen Aufbau von angelehnten Leitern vermittelt worden, dessen Anordnung aus F. 3ᵃ ersichtlich ist. Jede Leiter führte an ihrem oberen Ende auf eine Plattform, welche durch zwei schräge, der Leiter gleichzeitig zur Absteifung dienende Streben gegen das Mauerwerk abgestützt und ebenso in horizontaler Richtung verstrebt war. Die Plattform war bis auf die zum Durchsteigen frei bleibende Öffnung mit Bohlenbelag versehen und diente der nächstfolgenden Leiter als Stütze.

4. Viadukt bei Lengenfeld über das Friedathal auf der Eisenbahnstrecke Nordhausen-Wetzlar (T. XIV, F. 7).

Die Ausführung des Pfeilermauerwerks erfolgte über Hand. Zum Besteigen der 23,6 m hohen Pfeiler, welche eiserne Überbauten tragen, und zum Hinaufschaffen der Materialien wurden turmartige Gerüste gebaut, welche durch Einbinden einzelner Etagenschwellen und Holme mit dem Mauerwerk in Verbindung gebracht wurden. Das Versetzen der Abdecksteine erfolgte von haubenartigen, auf Konsolen ausgekragten Rüstungen aus. Die Konstruktion der Konsolen gestattete, dieselben nachher leicht wieder zu entfernen. Als bei erreichter gröſserer Höhe der Pfeiler die Ausführung über Hand gefährlich erschien, wurde ein auf eisernen Stützhaken ruhendes Schutzgeländer um die Pfeiler angeordnet.

§ 11. Vorteilhafteste Methoden der Einrüstung. Nachdem in § 7 bis 10 die verschiedenen gebräuchlichen Gerüstsysteme beschrieben und die Vorteile und Nachteile, sowie die Anwendbarkeit derselben in bestimmten Fällen hervorgehoben worden sind, erübrigt noch zu entscheiden, welches der beiden Haupt-Systeme in einem gegebenen Falle das vorteilhafteste sein wird. Um diese Entscheidung richtig treffen zu können, muſs man in jedem Falle vorher erwägen, welche der verschiedenen, die Wahl beeinflussenden Rücksichten am meisten Beachtung verdienen.

Die Rücksichten, welche im allgemeinen zu nehmen sein werden, erstrecken sich auf folgende Punkte:

1. Bedeutung, Höhen- und Längenentwicklung des Bauwerks,
2. Kosten,
3. Bauzeit,
4. höchste Wasserstände und Eisgang,
5. Beschaffenheit der Baustelle,
6. Sicherung der Arbeiter.

Die Rücksichten auf die Gröſse der zur Verwendung gelangenden Bausteine, die Beschaffenheit der zu Gebote stehenden Hölzer, auf die Möglichkeit des Transportes langer Hölzer zur Baustelle und der Wiederverwendung der zu benutzenden Hölzer u. s. w. kommen erst in zweiter Linie und können höchstens die Einzelheiten des einmal gewählten Systems mehr oder minder beeinflussen. Vor allem entscheidet der erste Punkt, die Bedeutung und Gröſse des zur Ausführung kommenden Bauwerks über das zu wählende Gerüstsystem, weil derselbe im ursächlichen Zusammenhange mit dem Kostenpunkte steht und weil letzterer in den meisten Fällen den Ausschlag geben wird.

Nachstehende Tabelle giebt eine übersichtliche Zusammenstellung der Kosten aller Gerüstsysteme, nachgewiesen in Prozenten der Gesamt-Ausführungskosten an verschiedenen hervorragenden Bauten. Eine derartige Angabe bietet den Vorteil, daſs aus dem Ergebnis die dasselbe beeinflussenden veränderlichen Gröſsen der Materialienpreise und Arbeitslöhne abgesondert werden.

Tabelle I.

Kosten fester und fliegender Rüstungen.

Eingehendere Angaben, auch über Arbeitsleistungen, folgen in § 85. Die Dimensionen u. s. w. der aufgeführten Brücken s. Tabelle IX, § 87.

No.	Name des Bauwerks.	Gesamtkosten der			Kosten pro cbm des Mauerwerks			Kosten in Prozenten der Gesamtkosten		
		Geräte.	Gerüste und Lehrgerüste.	Geräte und Gerüste.	für Geräte.	für Gerüste.	für Geräte und Gerüste.	für Geräte.	für Gerüste.	für Geräte und Gerüste.
	1. Feste Gerüste.	M.	M.	M.	M.	M.	M.	M.	M.	M.
1	Fuldabrücke bei Kragenhof	33 549	217 725	251 274	1,1	7,4	8,5	2,7	19,3	22,0
2	Viadukt bei Kummersmühle	6 078	38 628	44 706	0,6	3,7	4,3	3,0	18,9	21,9
3	Viadukt bei Saalbach	2 808	22 950	25 758	0,5	3,9	4,4	2,1	17,3	19,4
4	Elsterthal-Viadukt	114 418	474 684	589 102	1,9	7,9	9,8	3,7	15,1	18,8
5	Sinnthal-Viadukt	—	—	92 000	—	—	3,00	—	—	17,2
6	Göltzschthal-Viadukt	288 223	767 736	1 055 959	2,1	5,6	7,7	4,4	11,6	16,0
7	Viadukt bei Steina	16 131	90 891	107 022	0,6	3,3	3,9	2,2	12,7	14,9
8	Viadukt bei Ottersweiler	—	—	61 000	—	—	5,6	—	—	14,9
9	Überbrückung der Zschopau	31 770	141 768	173 538	0,9	4,1	5,0	2,5	11,5	14,0
10	Viadukt bei Heilgenborn	17 565	79 395	96 960	0,6	2,5	3,1	2,2	10,3	12,5
11	Viadukt bei Diedenmühle	22 101	78 060	100 161	0,6	2,4	3,0	2,7	9,5	12,2
12	Viadukt von Chaumont [15]	—	—	395 200	—	—	6,6	—	—	8,5
	2. Fliegende Gerüste.									
13	Viadukt bei Rümlingen	—	—	32 000	—	—	—	—	—	11,3
14	Viadukt von Morlaix	42 720	184 820	227 540	0,7	2,8	3,5	2,0	8,6	10,6
15	Viadukt von Solémy	—	—	19 000	—	—	—	—	—	9,1
16	Dinan-Viadukt	—	58 705	—	—	2,2	—	—	7,0	—
17	Indre-Viadukt	—	—	64 000	—	—	1,1	—	—	4,0

Eine Ausnahmestellung nimmt ein das außergewöhnlich feste Gerüst der mit einer einzigen halbkreisförmigen Öffnung von 42 m Weite eine 65,50 m tiefe Thalschlucht der Pyrenäen überbrückende Napoléon-Brücke bei Saint-Sauveur. Es bestand aus dem Lehrgerüst, aus der auf diesen abgestützten Dienstbrücke für den Materialtransport, aus einem hohen pfeilerartigen Gerüste, welches in der Thalsohle fundiert, von dort aus den Scheitel des Lehrgerüstes zur Vermeidung von Seitenschwankungen unterstützte, und endlich aus einer in Höhe des Gewölbeumfanges, 40 m hoch über Thalsohle angebrachten Plattform. Die Gesamtkosten des Bauwerks betrugen 254 910 M., der Gerüste 96 874 M. (oder 38% der Gesamtkosten). — (Notices relatives aux travaux publics français, Exposition universelle de Paris 1867, auch: Dupuit. Traité etc. S. 309).

Wenn es auch verfehlt sein würde, die verschiedenen Systeme allein mit Rücksicht auf die Kosten zu beurteilen, weil unter keinen Umständen auch die eigentümlichen Vor- und Nachteile eines jeden Systems aufser acht gelassen werden dürfen, welche die Ausführung und mittelbar die Gesamtkosten des Bauwerks beeinflussen, so spielen die Kosten doch ohne Frage eine grofse Rolle.

Rücksichten auf möglichste Sicherung der Arbeiter, solide Ausführung und Kontrole der Arbeit haben allerdings in Deutschland verschiedene Bauverwaltungen veranlafst, selbst die gröfsten Bauten unter Hintenansetzung des Kostenpunktes mit Hilfe teurer fester Gerüste auszuführen, hierbei wurden aber die erzielten Vorteile durch die verwendeten Kosten oft nicht aufgewogen.

[15]) Der Prozentsatz würde nicht so niedrig geworden sein, wenn nicht die Herstellungskosten des Chaumont-Viaduktes pro cbm Mauerwerk so bedeutende gewesen wären (vergl. Tabelle IX, § 87).

Es wird nicht schwer werden, nachzuweisen, daſs im allgemeinen, abgesehen von den Fällen, wo einseitige Rücksichtnahmen auf einzelne der vorgeführten Punkte eine andere Wahl bestimmen können, es sich empfehlen wird:

1. für kleinere Brücken und Viadukte nur feste Gerüste mit unbeweglichen und bei wachsender Bedeutung des Bauwerks mit beweglichen Transportbahnen,
2. für gröſsere Brücken (mit vorherrschender Längenentwicklung) feste Gerüste,
3. für hohe Viadukte die fliegenden Gerüste in Anwendung zu bringen.

Die festen Gerüste bieten, sobald bei denselben ausreichende Sicherheitsvorkehrungen gegen Hochwasser und Eisgang getroffen werden können, bedeutende Vorteile. Die vollkommene Sicherheit bei allen Handhabungen der Arbeiter; die Möglichkeit der Verwendung groſser schwerer Werkstücke und groſser Materialanhäufungen auf den Transportbahnen, ohne die Arbeiter zu hindern; bequeme Materialientransporte; groſse Widerstandsfähigkeit gegen Sturmwinde; die Gewährung einer gröſseren Garantie hinsichtlich solider Ausführung und Kontrole der Arbeiten; die Möglichkeit feste Standgerüste herzustellen, dieselben mit den Transportgerüsten zu verbinden und so das Gewicht der noch nicht geschlossenen Gewölbe auf verschiedene Stützpunkte unmittelbar zu verteilen, ohne dabei Teile des frischen Mauerwerks in Anspruch zu nehmen; die Erhöhung der Stabilität der Pfeiler durch die Standgerüste, wodurch die ungefährdete Einwölbung und Ausrüstung eines einzelnen Bogens gestattet werden kann: alle diese Vorzüge finden sich beim System der fliegenden Gerüste nur zum Teil oder gar nicht vor.

Schwer ins Gewicht fallen allerdings dagegen und namentlich bei hohen Bauten die groſsen Kosten, die nach Tabelle I bei manchen Bauten das $2^1/_2$fache der Kosten der fliegenden Rüstungen betragen haben, und der Zeitverlust, verursacht durch die umständliche Herstellung und Aufzimmerung der ausgedehnten Etagenbauten.

Die fliegenden Gerüste können gegenüber den bedeutenden Vorteilen der festen hauptsächlich nur die geringen Kosten und den Zeitgewinn, den die schnelle Herstellung der Gerüste namentlich für hohe Bauten hervorruft, in die Wagschale werfen, dabei aber können allzugroſse Nachteile denselben nicht nachgewiesen werden.

Ein Vorwurf, welcher den fliegenden Gerüsten wohl gemacht wird, nämlich der, daſs die Belastung der unfertigen Bauwerksteile durch die Gerüste der Festigkeit des Mauerwerks Abbruch thut, ist nicht stichhaltig, da die durch die vorübergehende Belastung und durch die Rüstung hervorgerufene Vermehrung der Pressungen je nach den verschiedenen Stellen des Bauwerks im allgemeinen nur etwa $\frac{1}{15}$ bis $\frac{1}{20}$ betragen wird und somit, da die Festigkeit des zur Verwendung kommenden Materials stets hinreichende Sicherheit gewähren muſs, die Stabilität des Bauwerks nicht beeinflussen kann. Dagegen ist es richtig, daſs die fliegenden Gerüste den Arbeitern bei ihren Handhabungen nicht die Sicherheit gewähren, wie die festen, und daſs bei einigen der beschriebenen Anordnungen die Güte des Mauerwerks durch Lockerung frisch versetzter Steine gefährdet erscheint, ebenso wird auch die Kontrole der Arbeiten erschwert, da die Arbeitsstellen nicht während der ganzen Dauer des Baues zugänglich bleiben. Diese Nachteile sind jedoch nicht sehr erheblich und sie können durch vermehrte Wachsamkeit und verschärfte Kontrole vermieden werden.

Die Methode mit einer kleinen Anzahl von Lehrgerüsten eine groſse Reihe von Gewölben einzurüsten (vergl. § 22), wird auch bei den fliegenden Rüstungen bei Anwendung von gesprengten Lehrgerüsten mit Erfolg angewandt, ohne schädliche Einwirkungen auf die vollkommen freistehenden Pfeiler befürchten zu müssen. Deshalb wird nicht zu bestreiten sein, daſs die Anwendung der fliegenden Gerüste für groſse und



namentlich hohe Bauten mit Rücksicht auf die geringen Kosten und die Möglichkeit schneller Ausführung im allgemeinen den Vorzug verdient.

Da die Kosten der fliegenden Gerüste nicht im Verhältnisse zur Höhe des Bauwerks stehen, sondern, abgesehen von den hinzukommenden Kosten für die mehrmalige Hebung der Gerüste und der mit der Höhe wachsenden Kosten für Hebung der Materialien, konstant bleiben, so folgt daraus, dafs die Kosten der fliegenden Gerüste den festen sich umsomehr nähern, je kleiner das Bauwerk ist. Theoretisch läfst sich die Grenze, bis zu welcher es vorteilhaft sein wird, feste Gerüste zur Anwendung zu bringen, nicht finden. Die Praxis und vergleichende Kostenanschläge werden in gegebenen Fällen die besten Ratgeber sein.

§ 12. Geräte. Unter dem Sammelnamen „Geräte“ werden hier alle Hilfsmittel für den Transport, die Vorbereitung und Hebung der Materialien u. dergl. zusammengefafst.

Die bewegenden Kräfte sind Menschen, Pferde, Dampf und Wasser.

Es giebt nun eine so grofse Anzahl einschlägiger Hilfsvorrichtungen und Hilfsmaschinen, dafs es hier nur möglich ist, die einfacheren und am häufigsten zur Anwendung gelangenden Konstruktionen vorzuführen, da aufserdem die Kenntnis der Einrichtung der verwickelteren Maschinen nur durch Specialstudium erreicht werden kann.[16]) Über Kosten und Leistungen sind die §§ 34 bis 36 zu vergleichen.

a. Hilfsmittel für den Transport der Materialien. Dieselben sind — abgesehen von den bekannten Fahrzeugen der Verkehrswege — Lade- bezw. Umlade-Gerüste, feststehende und transportable Krahne, Transportwagen, Seilbremsen, Transportgleise, Weichen, Drehscheiben und Gleiskarren.

1. Umladegerüste und Krahne. T. XVIII, F. 6 zeigt ein gefällig konstruiertes Umladegerüst, welches für den Bau der Donaubrücke in der Buda-Pester Verbindungsbahn[17]) in Klosterneuburg bei Wien am Donauufer errichtet worden ist, um die Werksteine von den Gleisen der K. Franz-Joseph-Bahn auf schnelle und bequeme Weise in die Transportschiffe überführen zu können.[18])

Die feststehenden Krahne, die für das Auf- und Abladen der schweren Steine dienen, werden meistens in einfacher Holzkonstruktion auf der Baustelle selbst hergestellt. Man trifft häufig auch eine Anzahl derselben, die mit den Köpfen untereinander verbunden sind und so durch die Berührung der Drehkreise ihrer Ausleger ein bestimmtes Feld der mit Gleisen durchzogenen Lagerfläche beherrschen. T. XVII, F. 4 stellt solche Krahne dar, wie sie beim Bau der schweizerischen Centralbahnen benutzt wurden. Ähnlich konstruierte amerikanische Krahne[19]) sind in Fig. 5 (S. 267) dargestellt.

Auf gröfseren Baustellen, deren Werkplätze ausgedehnte Gleisanlagen durchziehen, oder zu denen vom Flusse her die Baumaterialien direkt herangebracht werden können, finden, wenn die zu hebenden Lasten bedeutend sind, auf Schienen transportable Drehkrahne, die auch mit Dampf getrieben werden können, nützliche Verwendung.

---

[16]) Hierbei ist namentlich auf den vierten Band dieses Handbuchs, welcher die Baumaschinen behandelt, zu verweisen, insbesondere auf die Kapitel desselben, in welchen die Kraftmaschinen, die Hilfsanlagen für den Materialtransport, die Hebemaschinen, die Mörtelmaschinen und die Maschinen zur Bearbeitung von Bausteinen besprochen werden. Über Mörtelmaschinen vergl. auch das VII. Kapitel des ersten Bandes dieses Handbuchs, § 16.

[17]) Zeitschr. des Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1877, S. 49.

[18]) Ein ähnliches Gerüst vom Bau der Elbe-Brücke bei Pirna vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1878, S. 27. — Ferner ähnliche Gerüste, auch für den Transport künstlicher Steinblöcke, Zeitschr. f. Baukunde. 1881, S. 217. (Seefehlner. Die Karlstadt-Fiumaner Bahn und der Hafen von Fiume.)

[19]) Deutsche Bauz. 1876, S. 446.



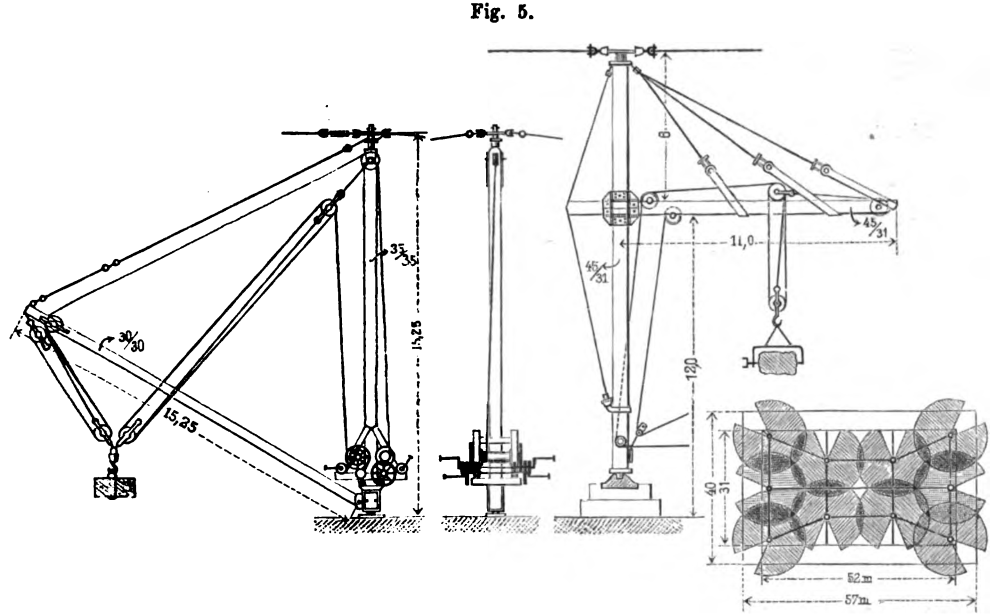
Fabriken, welche die Anfertigung transportabler Krahne und Dampfkrahne als Specialität betreiben, giebt es in ziemlicher Auswahl. Die Mannheimer Maschinenfabrik in Mannheim verfertigt auf normalspurigen Gleisen transportable Dampfkrahne ohne Gegengewicht bis zu 2000 **kg** und mit Gegengewicht bis zu 3000 **kg** Tragkraft. Das Heben, Senken und Drehen der Last wird durch eine Zwillingsmaschine mit Rädervorgelege bewirkt. Der tägliche Verbrauch eines Krahnes an Steinkohle beträgt 200 **kg**, sein Gewicht 9500 bis 10 000 **kg**. Er ist ausschliefslich aus Schmiedeisen und Gufseisen hergestellt und arbeitet mit nur einem Führer.

Die bekannte Maschinenfabrik von W. Joh. Schumacher in Cöln liefert Dampfkrahne mit normaler Spur zu folgenden Preisen ab Fabrik:

2000 **kg** Tragkraft	10 200	M.
3000 „ „	12 300	„

Krahne der letzten Art kamen bei den Fundierungsarbeiten der Rheinbrücke bei Coblenz und bei Wesel zur Verwendung. Sie besitzen bei 10 **m** Hubhöhe 6 **m** Ausladung, gebrauchen täglich ca. 125 **kg** Kohle und 750 **kg** Wasser und heben die Maximallast mit 0,50 **m** pro Sekunde, was einer Leistung von 20 Pferdekraft gleich kommt. Das Drehen der Ausleger nach rechts und links und im ganzen Kreise, sowie auf die Fortbewegung auf dem Gleise vor- und rückwärts geschieht mit Dampf, ohne dafs die Maschine umgesteuert zu werden braucht.

Fig. 5.

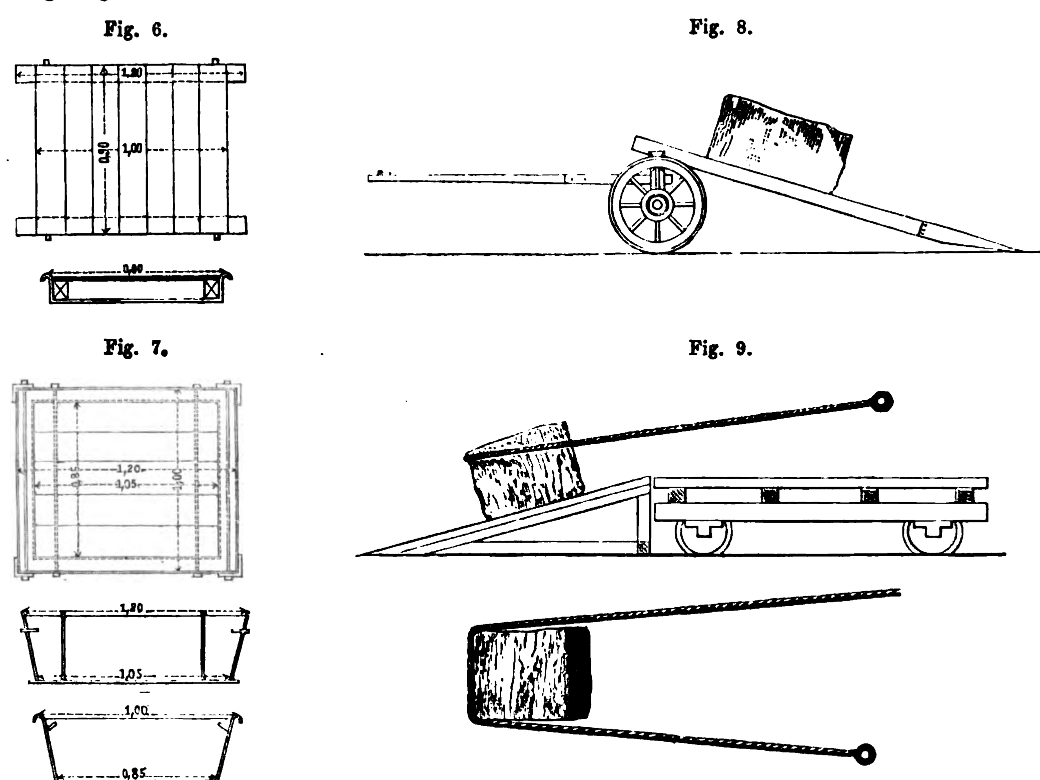


2. Die Transportwagen zum Fortbewegen der Steine oder der Mörtelmaterialien sind einfacher Konstruktion, s. T. XIX, F. 5 bis 7 und 14 bis 17. Zwei parallele Rahmen, durch zwei Querhölzer solide verbunden, tragen mit Überkämmung eine 0,30 m starke Plattform aus Bohlen. Der Wagen in den Dimensionen der F. 14 u. 15 für normale Spur, beim Bau der Brücke St. Pierre de Gaubert zum Transport von gröfseren Werkstücken benutzt, trägt 1 cbm Werksteine und 0,9 cbm Bruchsteine. Der kleinere Wagen F. 16 u. 17 für 80 cm Spur, diente ebendaselbst zum Transport von Mörtel, welcher in besonderen Bütten à 0,70 cbm Inhalt aufgestellt wurde. Für das Emporwinden der Steine und Mörtelmaterialien auf der Baustelle dienten bezw. die Plattform Fig. 6, und das Holzgefäfs Fig. 7 (S. 268).

Eisenbahn-Verwaltungen verwenden, wenn möglich, zu ähnlichen Transporten Bahnmeisterwagen (Rollwagen), die dann auf normalspurigen Interimsgleisen zu laufen haben.

Auf der Semmering-Bahn, wo bei den äufserst gewundenen und steil abfallenden Zufuhrwegen, welche meistens nach den sonst ganz unzugänglichen Baustellen erst an-

gelegt werden mufsten, gewöhnliches Fuhrwerk fast ganz unanwendbar war, hat sich zum Materialtransport eine Art Mitteldding zwischen einem Wagen und einer Schleife (Fig. 8) als brauchbar erwiesen.[20]) Ebendaselbst hatten einzelne Werkstücke des Franz- und Hirschthal-Viaduktes einen Inhalt von 3,7 cbm[21]), also annähernd ein Gewicht von 9000 kg und für das Aufladen dieser Massen waren auf der Baustelle bewegliche Rampen (Fig. 9) in Gebrauch, welche gute Dienste thaten, da die Werkstücke durch Umlegen und Anziehen eines Seiles leicht zum Kanten und so über die Rampe auf den Wagen gebracht werden konnten.



Die beim Bau der Fulda-Brücke bei Kragenhof benutzten Bruchsteinschalen waren 2 m lang, 1,2 m breit, wogen 200 kg und fafsten das Material zu 0,56 cbm Mauerwerk. Die Mörtelkasten waren 1,9 m lang, 1,1 m im Lichten weit, wogen 213 kg und fafsten 0,52 cbm à 2000 kg. Die Wasserfässer hielten 0,88 m im Durchmesser und waren 0,88 m hoch, wogen 130 kg und fafsten 0,45 cbm.

T. XIX, F. 5 bis 7 zeigt die beim Indre-Viadukt zum Transport der 1000 bis 1500 kg schweren Werksteine von 0,40 bis 0,60 cbm Inhalt benutzten Transportwagen. Für den Transport noch gröfserer Stücke kuppelt man zweckmäfsig zwei Wagen zusammen, wie es beim Bau der Zschopau-Brücke geschah, um die Last der 4900 kg schweren Eckquader der Kämpfergesimse auf eine gröfsere Tragfläche des festen Gerüstes zu verteilen.

3. Bremsvorrichtungen. In starken Gefällen wird zweckmäfsig jeder Transportwagen mit einer einfachen Hebelbremse versehen; bei Gefällen von $\frac{1}{12}$ bis $\frac{1}{15}$, je

[20]) Zeitschr. f. Bauw. 1851, S. 365.

[21]) Ebendaselbst. 1853, S. 559.

nach der Beschaffenheit der Bremse, reicht dies aber nicht mehr aus. In solchen Fällen stellt man in der Regel eine Seilbremse am Kopfende der in Gefälle liegenden doppelgleisigen Transportbahn auf, von deren horizontal liegenden oder vertikal stehenden Seiltrommel aus eine Anzahl beladener Wagen mittels Hanf- oder Drahtseil auf dem einen Gleise hinabgelassen, während die leeren Wagen gleichzeitig auf dem andern Gleise emporgewunden werden. (Vergl. auch Band I dieses Handbuchs, Kap. III, § 20.)

Die Trommel mufs so lang sein, dafs sich ein Seil von der Länge der Rampe darauf abwickeln kann. Das Bremsen geschieht einfach durch einen Bremsschuh, auf dessen Hebel zwei Arbeiter drücken, besser aber durch einen Bremsring mit Hebel.

Fig. 10.

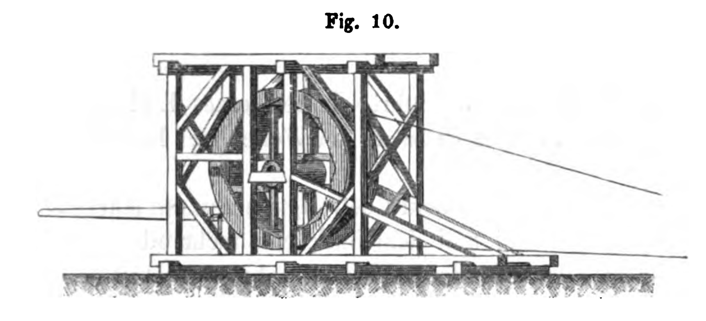


Fig. 11.

Die Seilbremsen beim Bau des Viaduktes bei Diedenmühle (Fig. 10) hatten 5 cm starke Seile von Hanf. Die Transportbahn hatte eine Steigung von 1:10 und es wurden je drei Wagen mit einer Ladung Steine von zusammen 1850 kg hinabgelassen, während gleichzeitig drei leere heraufkamen, wobei das Seil bei einer gröfsten Belastung von 465 kg noch eine $7\frac{1}{2}$-fache Sicherheit gegen Zerreifsen bot. Das Seil wurde gegen die Einwirkung der Feuchtigkeit durch Einschmieren mit einer aus Schweinefett und Wachs gemischten Masse geschützt.

Beim Bau des Sinnthal-Viaduktes wirkte die Seilbremse (Fig. 11) auf einer Rampe von $1:5\frac{1}{2}$. Die Wagen hingen zu 2 oder 3 gekuppelt, je mit $1\frac{1}{2}$ cbm Steinen beladen, am Ende eines 2,3 cm starken Drahtseiles. Zur Schonung des Seiles waren die Gleise mit einer grofsen Anzahl Rollen versehen. Zwei Arbeiter, die aufserdem noch mit dem Rangieren und Aus- und Einhängen der Züge beschäftigt wurden, konnten den Lauf der Wagen mittels des Bremsschuhes beliebig mäfsigen.

Beim Bau der Strafsenbrücke zwischen Mainz und Castel kamen Kettenscheiben nebst Ketten ohne Ende, in welche die zu befördernden Wagen eingehakt wurden, mit Vorteil zur Anwendung.

4. Die Konstruktion der Gleise, Drehscheiben, Weichen und Gleiskarren ist bekannt. Es soll nur bemerkt werden, dafs die einfachsten Konstruktionen, welche wenig oder gar keiner Unterhaltung und Reparatur bedürfen, auf der Baustelle die vorteilhaftesten sind. Wie erfinderisch in dieser Beziehung die Praxis ist, beweist der Bau der Fulda-Brücke bei Kragenhof. An einer Stelle, wo die Ständer des Krahngerüstes der Anlage einer Drehscheibe oder Weiche hindernd in den Weg traten, wurde zwischen den beiden Transportgleisen ein auf einem Zapfen drehbarer Klotz angebracht, auf welchem die entladenen Wagen, nachdem man sie auf die hohe Kante gesetzt hatte, gedreht wurden, um dann auf dem Nebengleise niedergelassen zu werden. Die Weichen sind im allgemeinen den Drehscheiben und Gleiskarren vorzuziehen, da letztere auf die Geschwindigkeit des Transportes schädlicher einwirken als erstere. Den Drehscheiben gebührt aber wiederum vor den Gleiskarren der Vorzug, weil sie bequemer zu handhaben sind und man bei ihnen in der Wahl der Gleisrichtungen nicht so sehr beschränkt ist. T. XIX, F. 8 bis 10 stellt eine ganz aus Gufseisen konstruierte einfache Drehscheibe dar, wie sie auf Lagerplätzen in Gebrauch ist.

b. **Hilfsmittel für die Hebung der Materialien.** Hierher gehören: Hebeböcke, feststehende Krahne, Winden, Flaschenzüge, Laufkrahne, Aufzüge u. dergl.

1. **Hebeböcke.** Eine einfache und zweckmäfsige Hebevorrichtung, welche namentlich in Frankreich in ausgedehnterem Mafse zur Anwendung kommt, ist, abgesehen von der schiefen Ebene und den Flaschenzügen, die als bekannt vorausgesetzt werden, der sog. Bock oder die Geifs, wie in manchen Orten auch wohl gesagt wird.

Zur vollständigen Vorrichtung (T. XV, F. 6) gehören folgende Teile:

1. zwei schräg gegeneinander gestellte Hölzer oder Wangen *a*, welche je nach dem Zwecke, dem der Bock dienen soll, länger oder kürzer sein können,
2. zwei oder mehrere Querhölzer *b*, welche die Wangen verbinden und in ihrer Lage erhalten,
3. eine eiserne Rolle *c*, welche das Seil *e* führt, dessen eines Ende die zu hebende Last trägt und dessen anderes Ende an der Welle einer Bockwinde *d* befestigt ist,
4. zwei Seile *f*, welche am oberen Ende des Bockes befestigt, unten um starke eingegrabene Pflöcke *h* geschlungen sind und dem Bock eine mehr oder weniger geneigte, von der Vertikalen abweichende Lage einzunehmen gestatten,
5. ein Seil *g*, welches mit einem Ende ebenfalls oben am Bock und mit dem andern Ende an einem eingegrabenen Pflocke befestigt ist.

Die Länge dieses Seiles ist so bemessen, dafs der Bock beim Anziehen der Seile *f* sich nie ganz vertikal stellen kann, weil ein zu starkes Anziehen der letzteren ein Hintenüberkippen des Bockes zur Folge haben könnte. Um den aufrecht stehenden Bock besteigen zu können, sind an der einen Wange hölzerne oder besser eiserne Sprossen angebracht. Die ersteren werden, wie bei einer Leiter, durch entsprechende Löcher der Wange gesteckt, die letzteren dagegen in der in F. 6^b angegebenen Weise befestigt. Die Wangen, welche je nach ihrer Höhe unten am Boden 2 bis 5 m von einander entfernt stehen, am oberen Ende aber sich berühren und miteinander verbolzt sind, bilden mit der Bodenlinie ein gleichschenkliges Dreieck, dessen Grundlinie zur Höhe sich ungefähr wie 3 : 7 verhält. Aufserdem sind die Wangen am oberen Ende so ausgeschnitten, dafs die eiserne Rolle Platz hat, jedoch soll der Ausschnitt nicht unnötig weit sein, damit das Seil sich nicht zwischen Holz und Rolle einklemmen kann.

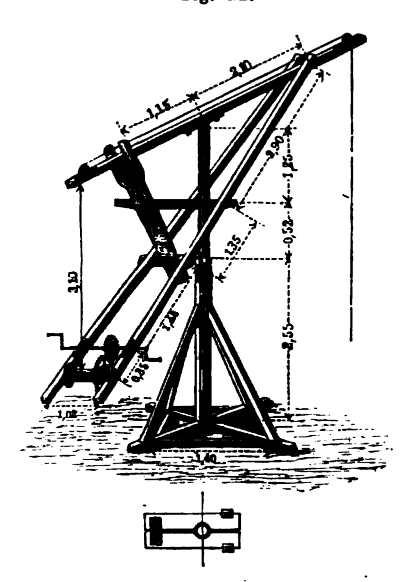
Beim Aufziehen der Materialien wird der Bock mit seinem Fufsende soweit vom Mauerwerk abgerückt, dafs bei nahezu vertikaler Stellung desselben der Zwischenraum noch ausreicht, um die gröfsten Abmessungen der zur Verwendung kommenden Materialien durchzulassen, ohne das Mauerwerk oder den Bock zu berühren. Sobald der aufgewundene Stein über der Mauer anlangt, wird die Winde festgestellt und die Seile *f* werden losgelassen, sodafs der Bock sich gegen die Mauer neigt. Der Stein hängt dann über der Mauer und kann, wenn man den Bock vorher richtig gestellt hat, ohne weiteres an den Ort seiner Bestimmung niedergelassen werden. Bei stärkeren Mauern mufs man, um die Steine sofort an die endliche Stelle bringen zu können, einen entsprechend hohen Bock anwenden.

Bei gröfseren Bauwerken kann man auch mit Vorteil auf dem Boden eine feste Bahn mit nur einer Schiene anlegen, auf welcher der mit Spurkranzrollen zu versehende Fufs des Bockes dann mit Leichtigkeit fortbewegt werden kann.

Die mit einer Winde nach dem System Chauvin versehenen Hebeböcke unterscheiden sich von den vorstehend beschriebenen nur durch die Konstruktion der Winde. Statt des Seiles wird eine Kette über eine sog. Nufs geführt, d. h. über eine Kettenscheibe, deren Umfang mit Vorsprüngen ausgerüstet

ist, durch welche ein Gleiten der Kette verhindert wird. Um ein Abspringen der Kette von der Nufs für alle Fälle zu verhüten, ist eine längere Führung für erstere vorhanden, welche bewirkt, dafs stets der halbe Umfang der Nufs umspannt bleibt, die aber zugleich auch den Anlauf und Ablauf der Kette genau regelt. Man hat bei Anwendung der Nufs den Vorteil, ein und dieselbe Winde bei jeder beliebigen Hubhöhe, wenn nur eine entsprechend lange Kette vorhanden ist, benutzen zu können.[22])

Fig. 12.



2. **Drehkrahne.** Gute Dienste leistet auch der in Fig. 12 gezeichnete Drehkrahn vom Bau des Viaduktes bei Ottersweiler der Linie Zabern-Wasselnheim, der auf das Gerüst oder auch auf das fertige Mauerwerk gestellt werden kann. Das liegende Fufskreuz mufs stark mit Steinen beschwert werden. Die Drehung geschieht um einen Zapfen, der am oberen Auslegerarm befestigt ist und in einer entsprechend vertieften Eisenplatte der Krahnsäule eingreift. Der Krahn ist billig (320 M.), leicht zu handhaben und kann schnell versetzt werden.

T. XVII, F. 11 zeigt einen neueren, zweckmäfsig konstruierten Krahn vom Bau der Fulda-Brücke bei Malsfeld mit seinen Einzelheiten. Der Krahn erreicht die bedeutende Höhe von 20 m.

3. **Laufkrahne.** Weniger einfach ist die Einrichtung der Laufkrahne (T. XVII), deren Hauptteile die folgenden sind:

1. Der Krahnwagen. Er wird von dem festen Gerüste bezw. von dem Erdboden unterstützt und bewegt sich auf Schienen in horizontaler Richtung.
2. Die Bockwinde. Sie bewegt sich in horizontaler Richtung senkrecht zur Richtung des Krahnwagens auf den Schienen des letzteren und ist mit Vorgelege und Seiltrommel zur vertikalen Hebung der Last versehen.
3. Die Windevorrichtung. Sie bewegt den Krahnwagen mit samt der an der Bockwinde schwebenden Last in horizontaler Richtung auf den Schienen des festen Gerüstes.

Der Krahnwagen besteht nicht selten aus zwei verzahnten Hauptträgern mit oder ohne Verstärkung durch eiserne Zugstangen, welche auf den Schienen des festen Gerüstes mittels gufseiserner Rollen bewegt werden. An den Enden sind diese Hauptträger durch Querträger verbunden und tragen an beiden Längsseiten einen Fufssteg für die Arbeiter. Zwischen beiden Trägern bleibt Raum für die Bewegung der Ketten der Bockwinde.

Die Bockwinde (vergl. F. 10, T. XVII) ist in der Regel mit doppeltem Vorgelege von 2000 bis 10000 kg Tragkraft versehen und hat folgende Bestandteile:

2 Windeböcke mit zugehörigen Lagern, Befestigungs- und Verbindungsteilen, welche auf einem von Rollen getragenen Unterbau befestigt sind,
1 Kurbelwelle mit 2 Kurbeln, 2 Getrieben und einer kräftigen zuverlässigen Bremse,
2 Vorgelegewellen mit zugehörigen Zahnrädern, Sperrad und Sperrklinke,
1 Trommelwelle mit Zahnrad und Kettentrommel,
1 lose Rolle mit Kette zum Aufziehen der Last.

---

[22]) Revue industrielle. 1876. Juni, S. 253.

Neuere Konstruktionen von Winden haben gegen die gewöhnlichen, im Vorstehenden beschriebenen Winden bedeutende Vorzüge, da sich mit denselben das Aufziehen, das Herablassen und Wiederanhalten der Last ohne einen anderen Handgriff als den an der Kurbel vollzieht. Das Ausrücken der Sperrklinke, das Rückwärtsdrehen der Kurbeln, sowie das Anziehen der Bremse werden vermieden. Ein selbstthätiger Bremsapparat bewirkt ein gleichmäfsiges Herabsinken jeder grofsen oder kleinen Last und verhindert, dafs gröfsere Lasten, als für welche die Winde berechnet und konstruiert ist, aufgewunden werden können.[23]) Auch die Anwendung der sog. Katzen statt der Bockwinden darf nicht unerwähnt bleiben. Dieselben bringen den wesentlichen Vorteil mit sich, dafs die Fortbewegung des Krahnwagens, das Heben der Steine und die Bewegung derselben in der Längenrichtung des Krahnwagens von ein und derselben Stelle aus bewerkstelligt wird, während bei dem mit Bockwinde versehenen Laufkrahn die Arbeiter zwischen jener und der Bewegungsvorrichtung des Krahnwagens ihren Platz wiederholt wechseln müssen. Man vergleiche F. 2, T. XIII und Zeitschr. des Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1881, S. 188 (Stübben. Weser-Brücke bei Fürstenberg.)

Die Windevorrichtung besteht in der Regel aus der Kurbelwelle mit zwei Kurbeln und einem Trieb, einer Vorgelegewelle mit zugehörigen Zahnrädern und einem Zahnrad, welches auf der Krahnwagenachse aufgekeilt ist und in die kleineren der vorerwähnten Räder eingreift, T. XVII, F. 3.

Die in F. 2, T. XVII gezeichnete Vorrichtung (ein mit zwei Sperrklinken versehener Hebel) ist weniger zu empfehlen, als die soeben beschriebene, da das Drehmoment zur Fortbewegung hier am Ende der Laufachse und nicht direkt am Umfange der Laufrolle wirkt, wodurch eine schwierigere und unsichere Fortbewegung des Krahnwagens entstehen kann. F. 1, T. XVII stellt die Krahnwagen von 15 m Spannweite dar, welche früher beim Bau der hannoverschen Bahnen gebräuchlich waren, F. 10 einen einfachen Laufkrahn von geringeren Dimensionen, ausgeführt für die Wutach-Brücke zwischen Waldshut und Schaffhausen, der für ein niedriges Gerüst und für niedrige Bauten verwendbar ist. Die Fortbewegung des Krahnes geschieht ohne Übersetzung durch ein Speichenhebelrad. Die Bewegung der Bockwinde auf dem Krahne wird durch eine am Ende des letzteren aufgestellte Seilwinde bewirkt (F. 10^b).

Mit den Laufkrahnen werden die Materialien entweder vom Erdboden emporgehoben und an die Verwendungsstelle gebracht, oder dieselben werden erst durch besondere Aufzugsvorrichtungen gehoben und mittels Transportwagen an diejenige Stelle geführt, von der aus die endliche Versetzung durch den Laufkrahn vor sich gehen kann.

4. Die Aufzugsvorrichtungen kommen zweckmäfsig nur bei sehr hohen Bauten in Anwendung und werden dann, falls nicht billiger Wasserkraft auf der Baustelle benutzt werden kann, mit Vorteil durch Dampfkraft getrieben. Die Vorrichtung besteht im wesentlichen aus einem durch die stehende Dampfmaschine oder die Lokomobile getriebenen Vorgelege, durch welches sich zwei an zwei Seil- oder Kettenenden hängende Materialkästen auf und nieder bewegen, und einer Ausrück- und Bremsvorrichtung, durch welche es ermöglicht wird, die Bewegung des Vorgeleges ganz aufzuheben bezw. die gehobene Last in jeder Stellung schwebend zu erhalten.

Ein vorzügliches Beispiel für fliegende Gerüste liefert die von einer siebenpferdigen Maschine betriebene Aufzugsvorrichtung des Aulne-Viaduktes.

---

[23]) Vergl. u. a. Zeitschr. des Ver. deutscher Ing. 1876, S. 434. — Dingler's Polyt. Journ. 1876, Bd. 222, S. 582.

Auf der Dienstbrücke war eine hölzerne Plattform hergestellt (T. XV, F. 1) 4,5 m breit und Vorsprünge bildend, welche etwa 3 m weit über die äufsersten Binder der Lehrgerüste hinausreichten. Die ganze Länge der Plattform senkrecht zur Achse des Gitterträgers beträgt demnach 14,50 m. In dem Bohlenbelage jeder der besagten Vorsprünge waren zwei Öffnungen $\left(\frac{1,5}{1,6}\text{ m}\right)$ angebracht, die durch in Scharnieren bewegliche Klappen geschlossen wurden. Die Klappen öffneten sich nur für den Durchgang der Materialien. Das Aufwinden der letzteren geschah mittels endloser Kette von einer 0,08 m starken Welle aus, durch welche, 1,5 m über Terrain belegen, zwei 1,8 m von einander entfernte Kettenrollen in Bewegung gesetzt wurden. Jede Kette einer Kettenrolle trug an einem Ende einen leeren, am andern einen beladenen Steinkasten; während der volle hinaufgezogen wurde, ging der leere abwärts. Das Auseinandergehen der beiden Kettenenden oberhalb der Plattform des Gitterträgers, von wo aus dieselben auch durch die betreffenden Öffnungen der Plattform-Vorsprünge geführt wurden und das zur Führung der Ketten auf dem Gitterträger hergestellte Gerüst ist aus F. 1 u. 1ᵃ ersichtlich. Sobald die gehobene Last über der beweglichen Klappe erscheint, wird sie durch Bremsen der Haupttriebwelle mittels eines Bremshebels festgehalten. Die Klappe wird dann geschlossen, und der Transportwagen unter den Kasten geschoben, was vom Hauptstrange aus mittels Drehscheibenverbindung ermöglicht ist (F. 1ᶠ). Sodann werden die vollen Kästen durch leere ersetzt und die Klappen wieder geöffnet. Die Maschine erhält Gegendampf und die Bewegung kann somit rückwärts wieder vor sich gehen. Damit die Kette die nötige Steifigkeit behielt, wurde an jedem Steinkasten ein Gegengewicht von 400 kg angebracht.

Ein weiteres Beispiel für feste Gerüste liefert der Mörtelaufzug des Striegisthal-Viaduktes (s. T. XVIII, F. 2).

Der Aufzug wurde durch eine Lokomobile getrieben, welche von ihren Rädern abgehoben und mit ihren Achsen auf einem starken Pfahlgerüst gelagert wurde. Die Maschine arbeitete bei $3^1/_2$ Atmosphären mit acht Pferdekräften und hatte gleichzeitig mit dem Betriebe des Mörtelaufzuges auch noch Wasser auf das Gerüst zu pumpen. Die Seiltrommel *s*, welche mit Hilfe eines in der Zeichnung nicht dargestellten Vorgeleges in Bewegung gesetzt wurde, bestand aus einem gufseisernen Gestell mit hölzernem Mantel und die beiden Drahtseile wurden nach verschiedener Richtung hin aufgewickelt. Die Hauptbedingung des ruhigen Ganges einer solchen Aufzugsvorrichtung besteht darin, dafs die beiden oben auf dem Gerüste stehenden Seilscheiben nicht parallel und senkrecht zur Achse der Seiltrommel aufgestellt werden, sondern mit ihren Seilebenen auf die Mitte eines jeden umgewickelten Seiles treffen, damit die Richtung des freihängenden Seiles sich nicht zu sehr zu verändern braucht. Die Leitsäulen, die unteren und oberen Seilscheiben u. s. w. sind aus F. 2 u. 2ᵃ ersichtlich.

Auf T. XIX, F. 11 bis 13 ist endlich ein von Schumacher in Cöln konstruierter Materialaufzug von 2000 kg Tragkraft dargestellt. Diese Konstruktion zeichnet sich durch grofse Einfachheit aus, da man alle Bewegungen der Last durch die Handhabung eines einzigen Hebels *a* in der Gewalt hat. Durch Anheben desselben wird, und zwar unter Vermittelung zweier mit ihm fest verbundenen Daumen, der um die Achse *b* schwingende Rahmen *c* aus dem unbeweglichen Bremsklotz *d* gehoben, der senkrechte Riemen *e* gespannt und dadurch das Getriebe *f* und weiter eine an der Aufzugskette hängende Last in Bewegung gesetzt. Wenn dagegen der Hebel losgelassen wird, so legt sich die Brems- und Riemenscheibe *g* infolge des auf das Getriebe *f* wirkenden Zahndruckes fest in den Bremsklotz und die Last wird angehalten. Wenn man endlich drittens den gehobenen Hebel nur wenig senkt, so kann man die Geschwindigkeit einer abwärtsgehenden Last durch die Reibung zwischen Bremsscheibe und Bremsklotz beliebig mäfsigen.

Aufser den eben beschriebenen Aufzügen sind noch hydraulische Materialaufzüge und solche mit unmittelbarer Dampfwirkung in Gebrauch, welche auch samt dem Apparate für die treibende Kraft transportabel hergestellt werden.

Es sei an dieser Stelle bemerkt, dafs man auf ausgiebige Vorrichtungen zur Versorgung der Arbeitsstellen mit Wasser besonderen Wert zu legen hat, weil für die Güte des Mauerwerks ein reichliches Netzen der Steine und das Feuchthalten des frischen Mauerwerks oft sehr wesentlich ist.

5. Über die Leistungen der Hilfsvorrichtungen finden an dieser Stelle nur allgemeine Bemerkungen Platz. Eingehendere tabellarische Angaben folgen in § 34 bis 36.

Die Leistungen hängen im allgemeinen von der Art des Motors und der Form und Gröfse der zu bewegenden Last ab. Als Motoren pflegt man in erster Linie Menschen-

und Pferdekräfte zu bevorzugen, da die Dampf- und Wasserkraft nur bei seltener geforderten bedeutenden Leistungen, die in kurzer Zeit bewältigt werden sollen, am Platze ist.

Die Leistungen der Menschenkraft, welche an der Kurbel einer Winde wirkt, sind durch vielfältige Versuche festgestellt. Der von einem Arbeiter ausgeübte Nutzeffekt stellt sich für Lasten von 500 bis 1000 **kg** bei einer Bockwinde mit einfachem Vorgelege selbstverständlich höher als bei einer solchen mit doppeltem Vorgelege. Dies ist auch noch der Fall, wenn man, um die Tragkraft einer einfachen Winde bis auf 2000 **kg** zu erhöhen, die Kette doppelt nimmt und eine lose Rolle einhängt. Will man die Winde mit einfachem Vorgelege für noch gröfsere Lasten in Anwendung bringen, so kann man dies durch Zuhilfenahme eines vollständigen Flaschenzuges erreichen, jedoch ist in diesem Falle die Benutzung einer Winde mit doppeltem Vorgelege vorzuziehen.

Sobald bei Hebung der Materialien eine gewisse Höhe überschritten werden mufs, wird es vorteilhaft, statt der Menschenkraft die Pferdekraft heranzuziehen, jedoch bleibt deren Benutzung nur eine beschränkte, da die Pferde ihrer Körperbeschaffenheit wegen nur bei Hebung mit Flaschenzügen, wo bei geradlinigem Fortschreiten ein Zug auszuüben ist, und am Göpel ihre Kräfte einigermafsen vorteilhaft zur Geltung bringen können. Jedoch auch am Göpel stellen sich ihre Leistungen der steten Körperwendung wegen ziemlich ungünstig und zwar um so mehr, je länger ihr Körper und je kleiner der Kreis ist, in dem sie zu laufen haben.

Wie schon vorhin angeführt wurde, tritt die Anwendung der Dampfkraft in ihr Recht, wo bedeutende Leistungen in kurzer Zeit zu bewältigen sind. Die Dampfkraft hat gegen die menschlichen und tierischen Kräfte den grofsen Vorzug, dafs sie unermüdlich Tag und Nacht wirken kann. Allerdings sind die Anschaffungskosten der betreffenden Maschinen bedeutend, jedoch darf man dabei nicht vergessen, dafs dieselben nach Gebrauch wieder zu verwerten sein werden. Die Wasserkraft wird nur in besonderen Fällen, wenn die Anlagen für die Nutzbarmachung nicht zu kostspielig werden, mit Vorteil dienstbar zu machen sein. Der Bauplatz des Viaduktes de la Fure[24]) bietet ein Beispiel, wie die Wasserkraft in ausgedehntem Mafse in Anwendung gebracht werden kann. Es ist aber wohl nicht zweifelhaft, dafs der Erbauer des genannten Viaduktes unter Benutzung der Dampfkraft mindestens mit nicht gröfserem Kostenaufwande und eben so schnell sein Ziel erreicht haben würde, um so mehr, als die Anlagen der Stauwerke, Wasserräder u. s. w. nach Vollendung des Baues kaum zu verwerten gewesen sind.

Litteratur,

Rüstungen und Geräte betreffend.

Funk. Krahnvorrichtungen und Hilfseisenbahnen bei gröfseren Brückenbauten. Notizbl. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1852, S. 40.

Fränkel. Fliegende Versetzgerüste für steinerne Brücken und Viadukte. Civ.-Ing. 1868, S. 71.

Morandière. Cintres, échafaudages et pont de service du pont de Montlouis sur la Loire. Nouv. ann. de la constr. 1870, S. 97.

Versetzgerüst für die Strompfeiler der Brücke über die Donau bei Mauthausen. Civ.-Ing. 1873, S. 65.

Über Versetz- und Lehrgerüste. Engineer. 1873. I. S. 47, 62 u. a.

Wilke. Lehr- und Arbeitsgerüste. Zeitschr. f. Bauhandw. 1879, S. 137.

[24]) Nouv. ann. de la constr. 1856, Pl. 47 u. 48.

C. Lehrgerüste.[25])

Der Zweck der Lehrgerüste, ihre Einteilung, sowie die Wechselbeziehungen der beiden Hauptarten derselben zu den festen und fliegenden Rüstungen u. s. w. sind in § 8 bei Gelegenheit der Besprechung der Rüstungen im allgemeinen bereits klar gelegt worden. Es handelt sich nunmehr um die Einzelheiten der Anordnung der Lehrgerüste.

§ 13. Lehrgerüst-Systeme. 1. Das Lehrgerüst hat folgende Hauptbedingungen zu erfüllen. Es soll

a. die Aufnahme der Last des noch nicht geschlossenen Gewölbes vermitteln,
b. eine Lehre zur Herstellung des Gewölbes bilden,
c. möglichst unwandelbar sein, d. h. seine Form während des Wölbens möglichst wenig ändern und die versetzten Wölbsteine weder zu einer Verschiebung noch zu einer Kantendrehung veranlassen,
d. eine Vorrichtung aufweisen, welche gestattet, den oberen Teil zu senken oder auszurüsten.

Die Forderungen, dafs das Lehrgerüst sich leicht aufstellen und leicht wieder beseitigen lasse, sind als Nebenbedingungen zu bezeichnen.

Um die genannten Bedingungen erfüllen zu können, mufs jedes sachgemäfs ausgeführte Lehrgerüst folgende vier Hauptteile enthalten:

a. die Lehrbogen oder Binder, welche unter dem Gewölbe je nach der Widerstandsfähigkeit in Entfernungen von 1 bis 2 m von einander aufgestellt sind, also als eigentliche Träger der Gewölbelast auftreten,
b. die Schalung, welche aus senkrecht über den Lehrbogen liegenden Schal-Brettern oder -Hölzern gebildet wird, deren obere Fläche genau mit der herzustellenden inneren Gewölbelaibung zusammenfällt,
c. die Ausrüstungsvorrichtung, bei welcher man sich, wie in § 25 eingehend erläutert wird, der Keile, Schrauben, Sandtöpfe u. s. w. bedient, um den oberen Teil des Lehrgerüstes zu stützen und zu senken,
d. die Querverbindungen (Zangen, Windstreben), welche die Binder untereinander absteifen und dadurch gegen Verschiebung und Kanten in der Richtung senkrecht zu ihrer Fläche schützen.

Die obere Begrenzung der Lehrbogen, der Kranz, schliefst sich der Form des Gewölbes an und besteht aus einzelnen Kranzhölzern (Felgen), die je nach der Gröfse der Lichtweite der zu überwölbenden Öffnung durch eine kleinere oder gröfsere Anzahl von Knotenpunkten eingeteilt sind, von denen aus ein System von Streben, Ständern, Hängesäulen, Zugbalken, Zangen und Kopfbändern die Gewölbelast auf die Kämpfer oder auf andere Stützpunkte überträgt. — Das Tragwerk eines Binders ähnelt demnach hinsichtlich seiner Anordnung dem Überbau einer hölzernen Brücke.

---

[25]) Bei den Paragraphen 13, 14 und 16 dieses Abschnitts ist Winkler's Arbeit über Lehrgerüste (Wien 1875) mit Genehmigung des Verfassers benutzt worden.

2. Mit Bezug auf die verschiedene Art und Weise der Unterstützung des Tragwerks sind, in § 7 bereits zwei Hauptgruppen von Lehrgerüst-Systemen unterschieden worden:

I. freitragende (gesprengte),

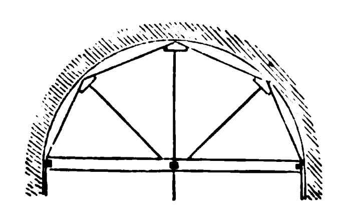
II. fest unterstützte (feste).

Eine weitere Einteilung der Systeme kann mit Bezug auf die Anordnung der einzelnen Teile des Tragwerks eines Binders geschehen. Die äufsere Erscheinung desselben ist bei den freitragenden Systemen am schärfsten ausgeprägt, weil das Vorhandensein von nur zwei Stützpunkten eine grofse Mannigfaltigkeit bei Anordnung der einzelnen Teile eines Binders nicht zuläfst, während bei den festen Konstruktionen wegen der zu Gebote stehenden gröfseren Stützenzahl mehr Abarten möglich sind. Bei den gesprengten Systemen findet man vorwiegend Sprengwerks-Konstruktionen, bei den festen Systemen dagegen meist eine Verbindung von horizontalen Balken oder Zangen mit mehr oder weniger radial gerichteten Streben und Stützen.

Bei diesen verschiedenartigen Anordnungen des Tragwerks kann man folgende Systeme unterscheiden:

a. Streben-Systeme. Der Kranz wird hier durch eine Reihe von Streben oder Stützen getragen, die entweder radial oder nahezu radial gerichtet sind und deren Fufs auf einer vom Unterbau getragenen Schwelle — der Bogenschwelle — ruht.

Fig. 13.



Beim Halbkreisbogen laufen die Streben nahezu in einem Punkte zusammen (Fig. 13 und Gerdau-Brücke T. VII, F. 17), bei flachen Bögen liegt die Bogenschwelle gewöhnlich in Kämpferhöhe (T. XVI, F. 5 u. 19) oder — wenn die unter ihr liegenden Gewölbschichten sich allein tragen können — entsprechend höher (Fig. 14). Das Streben-System kann in vollkommener Weise — als Radialstreben-System — nur bei kleinen Spannweiten und bei grofsen Spannweiten nur dann zum Ausdruck gebracht werden, wenn eine genügende Zahl von Stützpunkten zu Gebote steht.

Fig. 14.
Brücke der Brenner Bahn.

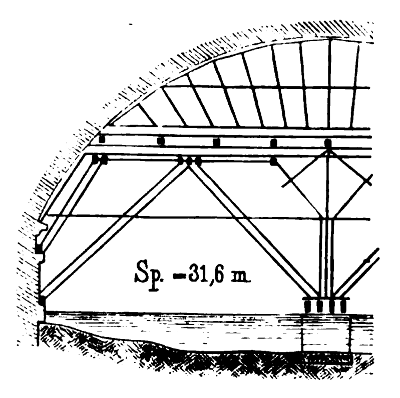
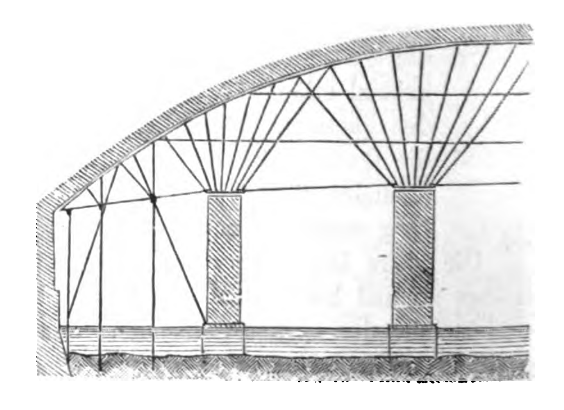


Fig. 15.
Dee-Brücke bei Chester.



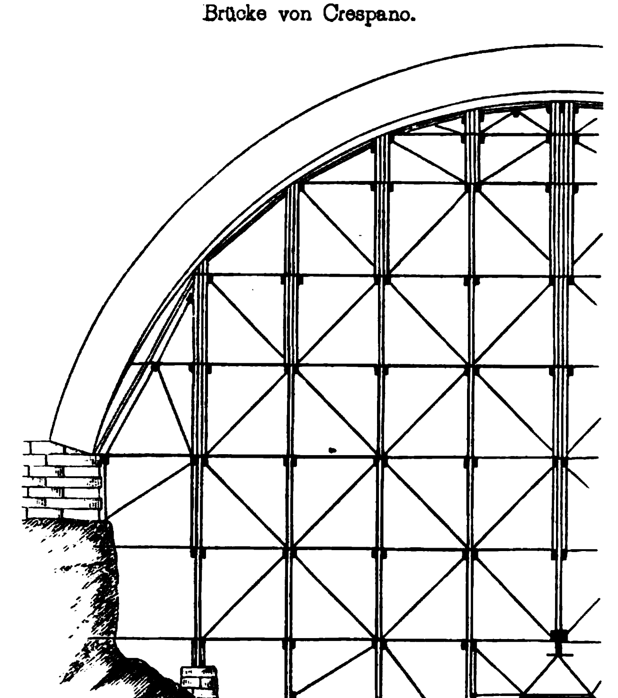
Bei gröfseren Spannweiten wird es schwierig die Bogenschwelle beizubehalten, weil man sie nicht an genügend vielen Punkten stützen kann. Dann setzt man einzelne Joche oder Pfeiler, von denen die Streben fächerartig auseinander gehen. Die durchschnittliche Entfernung der Joche, von Mitte zu Mitte gemessen, beträgt 5 bis 8 m.

Das Lehrgerüst der berühmten Grosvenor-Brücke über den Dee bei Chester, Fig. 15 (61 m Spannweite), besafs sechs stützende Joche und vier gemauerte Pfeiler. Die gröfste Entfernung der letzteren betrug von Mitte zu Mitte 12,3 m. Die sich auf die Pfeiler stützenden, fächerartig ausgebreiteten Streben wurden durch drei übereinander liegende Reihen horizontaler Zangen verbunden.

Das Lehrgerüst der Cabin-John-Brücke in Amerika (69,5 m Spannweite) besafs acht stützende Joche, von welchen sechs je 9,75 m von einander entfernt waren und auf einem gemauerten Unterbau ruhten. Aufser den hierdurch gebildeten festen Punkten wurden fünf andere durch eingeschaltete Sprengwerke hergestellt. An den festen Punkten wurzelten Gruppen in Fächerform sich ausbreitender Stützen. Die Verbindung sämtlicher Stützen wurde durch vier übereinander liegende horizontale Zangenreihen bewirkt. Beim Lehrgerüst des Belin'schen Riesenprojektes einer Überbrückung des Saône-Thales (Korbbogen von 131,6 m Spannweite und 62,3 m Pfeil) stehen die Joche in ca. 8,3 m Entfernung.[26])

Die beiden letztgenannten Lehrgerüste können aber schon als eine Vereinigung des Streben-Systems mit dem folgenden System — dem Ständer-System — betrachtet werden.

Fig. 16.
Brücke von Crespano.



b. Ständer-Systeme (Ausbau-Systeme). Hierher gehören die Anordnungen, s. Fig. 16 (Brücke v. Crespano), bei denen die Unterstützung des Kranzes durch parallele Ständerreihen erfolgt. Bei grofsen Halbkreis- und überhöhten Bögen wird dadurch ein vollständiger Ausbau der Öffnung erreicht.

Diese Systeme sollten nur bei ganz bedeutenden Weiten zur Anwendung kommen, weil sie sehr viel mehr Material erfordern, als die freitragenden Systeme, obgleich sie sich wegen ihrer grofsen Regelmäfsigkeit leicht herstellen lassen.

Eine Vereinigung des Streben- und Ständersystemes zeigt das bemerkenswerte Lehrgerüst der Wäldlitobel-Brücke der Arlberg-Bahn (T. XV, F. 4), desgl. das Lehrgerüst des Ballochmyle-Viadukts (T. VIII, F. 1).

c. Dreiecks-Sprengwerke. Das System eignet sich besonders zu freitragenden Konstruktionen, weil es, abgesehen von der durch die Elasticität bedingten Formänderung, unverschiebbar ist. Durch ein derartiges Sprengwerk wird immer nur ein Knotenpunkt für den Kranz geschaffen; man wird daher mehrere Dreiecks-Sprengwerke miteinander oder dieselben mit dem Streben- oder Ständersystem vereinigen.

Für Halbkreisbögen wird häufig das auf T. XIX, F. 1 u. 2 und auf T. XV, F. 5 dargestellte System (Indre-Viadukt) gebraucht. Durch das Haupt-Sprengwerk sind aufser dem Knotenpunkt im Scheitel noch die festen Widerlagerpunkte geschaffen. Diese drei

[26]) Rziha. Ober- und Unterbau. II. S. 205; vergl. daselbst S. 186—208 auch verschiedene Skizzen von Lehrgerüsten neuerer spanischer Brücken.

Punkte sind dann zur Unterstützung der beiden Neben-Dreiecks-Sprengwerke herangezogen, wodurch zwei weitere Knotenpunkte erhalten werden. Der Horizontalschub läfst sich durch eine horizontale Zange vermindern und durch eine Bogenschwelle ganz aufheben.

Fig. 17.

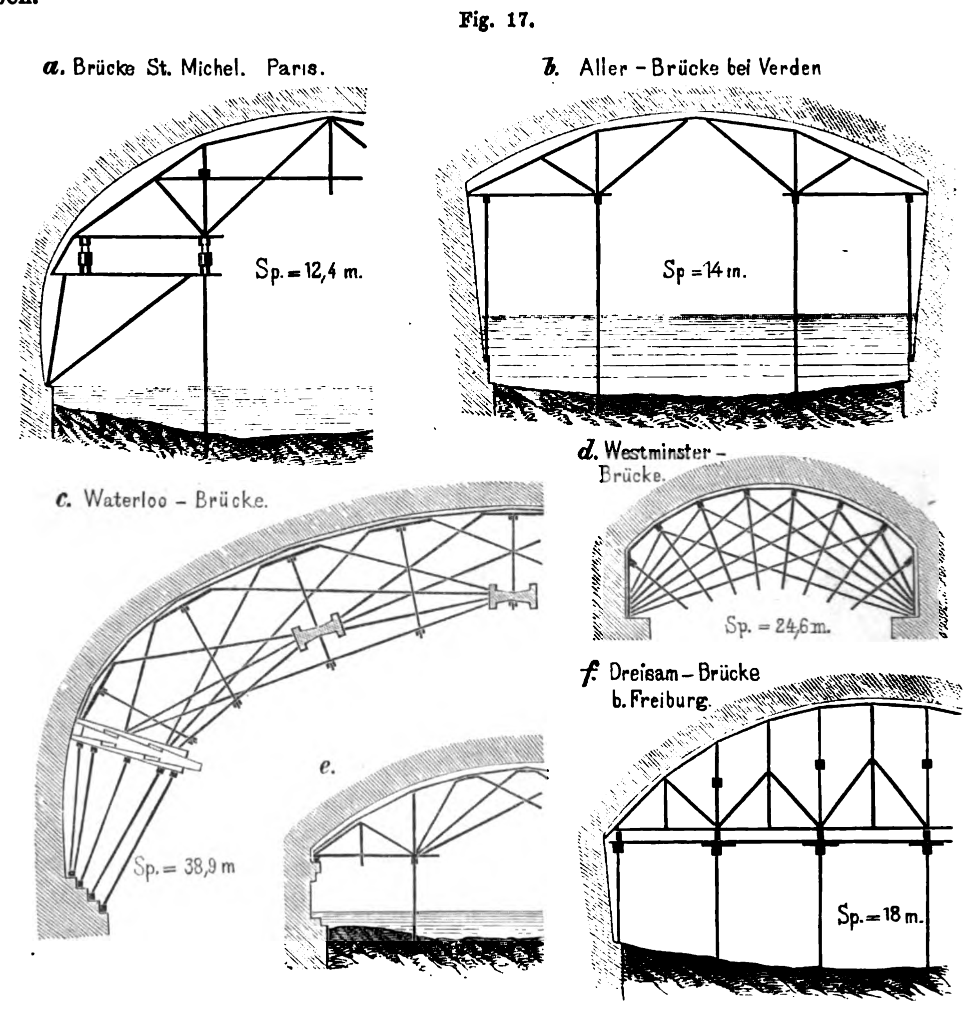


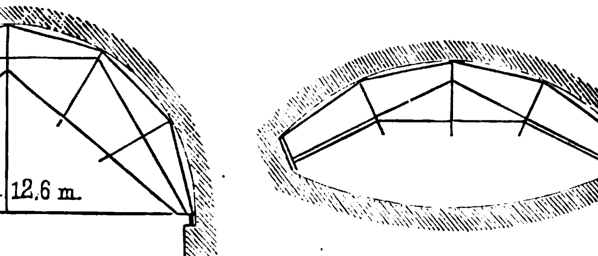
Fig. 17 *a*, *b* und *e*, *f* stellen Verbindungen von Dreiecks-Sprengwerken mit Streben- und Ständer-Systemen zu festen Lehrgerüsten und Fig. 17 *c* und *d* eine Vereinigung mehrerer Dreiecks-Sprengwerke zu einem freitragenden Lehrgerüst dar.

Die letzgenannte Anordnung (Fig. 17 *d*) kam zum ersten Male im Jahre 1740 durch King beim Bau der Westminster-Brücke (24,6 m Spannweite) zur Anwendung. Im Jahre 1769 wurde sie auch von Myla für die Blackfriars-Brücke (29,8 m Spannweite) und 1817 von Rennie für die Waterloo-Brücke (Fig. 17 *c*) (38,9 m Spannweite) benutzt. Ein Übelstand dieser Anordnung für grofse Weiten sind die vielen langen Streben und die grofse Anzahl von Überschneidungen an den Verbindungsstellen. In Fig. 17 *c* sind die Streben unterbrochen und durch gufseiserne Schuhe fächerförmig vereinigt.

d. Trapez-Sprengwerke. Ein Trapez-Sprengwerk besteht in seinen Elementen aus zwei Streben und einem Spannriegel, es ist in dieser Gestalt nur bei symmetrischer Belastung stabil. Da eine vollständig symmetrische Belastung nicht durchführbar ist, so müssen noch gewisse Konstruktionsteile hinzugefügt werden, welche dem Tragwerk die nötige Steifigkeit geben. In dieser Hinsicht steht daher dies System dem vorigen nach,

dagegen gestattet es im allgemeinen einfachere Anordnungen als das Dreiecks-System. Auch hier kommt eine Vereinigung mehrerer Sprengwerke in Anwendung; am besten wird man dabei ein Sprengwerk als Dreiecks-Sprengwerk anordnen.

Fig. 18. Brücke über die Nahe. Fig. 19.



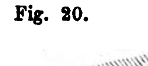
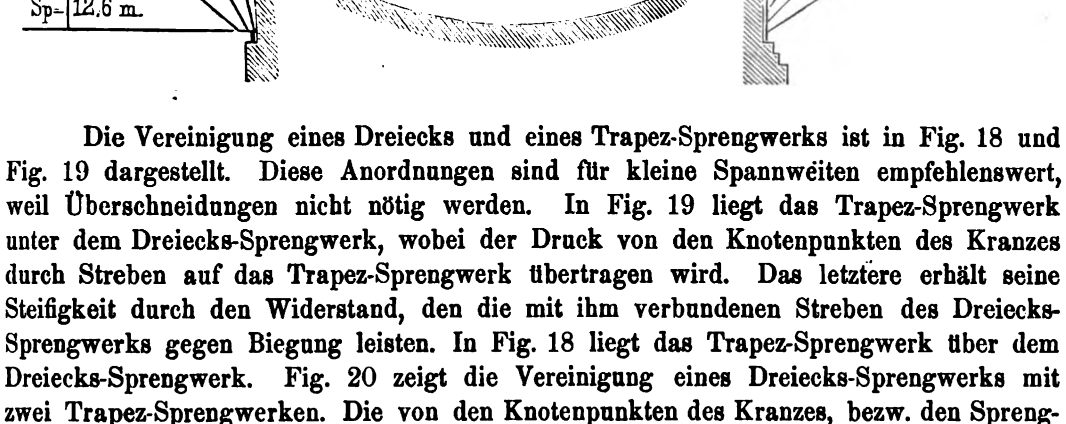


Fig. 20.



Die Vereinigung eines Dreiecks und eines Trapez-Sprengwerks ist in Fig. 18 und Fig. 19 dargestellt. Diese Anordnungen sind für kleine Spannweiten empfehlenswert, weil Überschneidungen nicht nötig werden. In Fig. 19 liegt das Trapez-Sprengwerk unter dem Dreiecks-Sprengwerk, wobei der Druck von den Knotenpunkten des Kranzes durch Streben auf das Trapez-Sprengwerk übertragen wird. Das letztere erhält seine Steifigkeit durch den Widerstand, den die mit ihm verbundenen Streben des Dreiecks-Sprengwerks gegen Biegung leisten. In Fig. 18 liegt das Trapez-Sprengwerk über dem Dreiecks-Sprengwerk. Fig. 20 zeigt die Vereinigung eines Dreiecks-Sprengwerks mit zwei Trapez-Sprengwerken. Die von den Knotenpunkten des Kranzes, bezw. den Sprengwerksecken ausgehenden Radialzangen erzeugen die erforderliche Steifigkeit des Systems. Um Überschneidungen von Spannriegeln und Streben zu vermeiden, ordnet man zweckmäfsig die einen oder die anderen doppelt an.

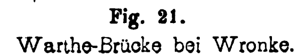
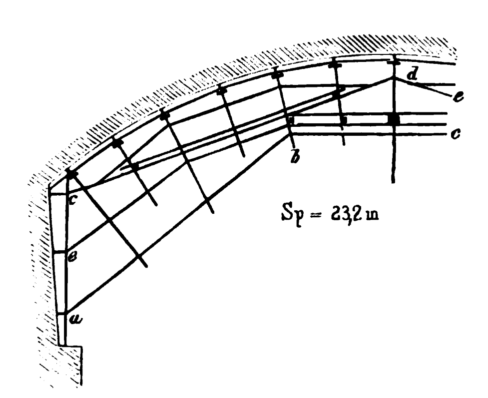


Fig. 21.
Warthe-Brücke bei Wronke.



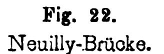
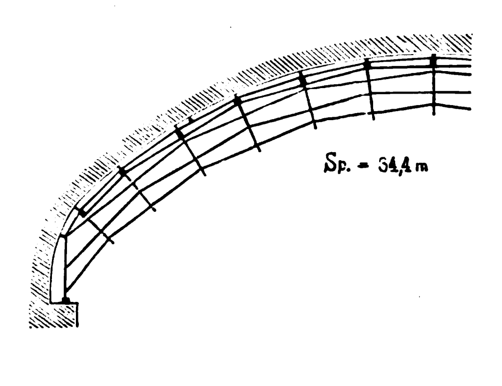


Fig. 22.
Neuilly-Brücke.



Die Anordnung von Neben-Sprengwerken findet man bei den Lehrgerüsten der Mosel-Brücke zu Pfalzel, des Viadukts zu Comelle, der Unterführung des Lebach-Malstadter Weges (T. XVI, F. 13 u. 14) und der Warthe-Brücke zu Wronke (Fig. 21). Das letztere enthält zwei Haupt-Sprengwerke *a b c* und *c d e* und vier Neben-Sprengwerke, welche sich bezw. auf die Punkte *c*, *d*, *e* und *b* stützen. Häufig findet man auch eine Vereinigung des Trapez-Sprengwerks mit Streben- oder Ständer-Systemen. Beim Lehrgerüst des Viadukts bei Bietigheim, ebenso beim Rümlinger Viadukt (T. XV, F. 7) sind

beispielsweise die Spannriegel so stark bemessen, dafs sie den Druck der Radialstreben aufnehmen können. Hierzu gehört auch das Lehrgerüst vom Viadukt zu Münnerstadt, T. XVI, F. 4.

e. Vieleck-Sprengwerke. Diese von Perronet eingeführten Systeme (Fig. 22, S. 279), bei denen die Gewölbelast durch eine Reihe übereinander liegender, vieleckiger, sich gegenseitig stützender Strebenkränze aufgenommen wird, erfreuten sich zu Perronet's Zeiten und später in Frankreich und anderen Ländern lange Zeit einer grofsen Beliebtheit. Mit ihrer Hilfe sind bekanntlich viele der bedeutendsten und kühnsten Brücken eingewölbt worden (Mantes-, Neuilly-, St. Edmunds-Brücke von 39 m bezw. 29,25 m Spannweite, auch die Stephans-Brücke auf der Brennerbahn von 41 m Spannweite). Heutzutage finden sie mit Recht keine Anwendung mehr, da die Wandelbarkeit und die aus dem aufserordentlich flachen Aufsatzwinkel sämtlicher Streben herrührende starke Senkung während der Ausführung des Gewölbes sich mit den Eigenschaften eines zweckmäfsig konstruierten Gerüstes nach heutigen Ansichten nicht verträgt. In damaliger Zeit hielt man es jedoch für ein Erfordernis eines guten Lehrgerüstes, dafs es während der Ausführung eine gewisse Nachgiebigkeit zeige und ordnete daher auch die Verbindungsstellen der Streben u. s. w. so an, dafs eine Drehung der letzteren leicht stattfinden konnte, während man heute der entgegengesetzten Ansicht ist und deshalb auch bei Ausführung gröfserer Gewölbe die gesprengten Lehrgerüste, bei denen eine gröfsere Senkung nicht zu umgehen ist, vermeidet.

Viele Ingenieure haben übrigens auch schon damals in richtiger Erkenntnis der Schwäche der Perronet'schen Konstruktion bei der Ausführung derselben zur Verhütung der Scheitelsenkung eine Unterstützung angebracht (Jena-Brücke und Dora-Brücke).

f. Gitter- und Bogenträger. Bei flachen Bogen ist die Anwendung von Gitterträgern nicht ausgeschlossen, wie solche bei der neuen London-Brücke für die ganze Öffnung und für die Invaliden-Brücke in Paris nur im mittleren, für die Schiffahrt frei zu haltenden Teil, zur Ausführung gebracht sind.

Für die Neckar-Brücke bei Cannstadt (T. VII, F. 1) und die Brücke bei Besigheim ist für den Kranz die Konstruktion der Wiebeking'schen Bogenträger aus gekrümmten Hölzern gewählt worden, wobei der Bogenkranz noch durch Ständer unterstützt wurde, um die Senkung zu vermindern. Nachahmungswert erscheinen diese Bogenträger nicht, weil sie zur Erzielung der nötigen Steifigkeit viel Holz erfordern und weil das künstliche Krümmen der Hölzer sehr umständlich ist.

§ 14. Berechnung der Lehrgerüste. Zur Bestimmung der Stärke der einzelnen Lehrgerüstteile mufs der Druck bekannt sein, den das Gewölbe während seiner Herstellung an irgend einer Stelle des Kranzes und in einem beliebigen Zeitpunkte der Ausführung auf das Lehrgerüst ausübt. Sobald das Maximum und Minimum dieses Druckes in jedem Knotenpunkte des Kranzes bekannt ist, läfst sich das Tragwerk eines Binders ähnlich wie dasjenige einer Brücke berechnen.

1. Der Druck auf das Lehrgerüst für einen beliebigen Gewölbeteil *a b c d* (Fig. 23) wird auf graphischem Wege wie folgt gefunden. — Es bedeuten:

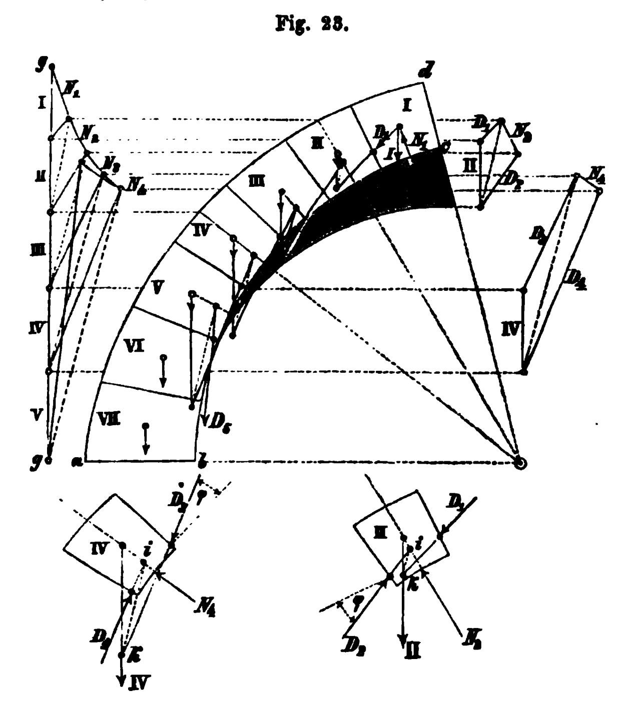
I, II, III ..... die in den betreffenden Schwerpunkten angreifenden Gewichte der Wölbsteine,

N_1, N_2, N_3, ... die von den Wölbsteinen auf das Lehrgerüst ausgeübten Drücke oder die gleichgrofsen Gegendrücke des Lehrgerüstes, deren Richtung senkrecht zur inneren Wölbfläche angenommen wird,

D_1, D_2, D_3 ..... die Fugendrücke, deren Richtung, falls ein Gleiten der Steine aufeinander stattfindet, um den Reibungswinkel φ von der Normalen zur betreffenden Fugenrichtung abweicht; φ hat für Stein auf Stein den Mittelwert $= 22°$.

Auf die obere Fuge dc des Wölbsteins I wirkt kein Druck, daher müssen sich für den Gleichgewichtszustand die Kräfte I, D_1 und N_1 nach Richtung und Gröfse zu einem Dreieck zusammensetzen lassen. Auf jeden folgenden Wölbstein — wenn derselbe auf einem unmittelbar unter ihm liegenden gleitet — wirken vier Kräfte, welche zusammen ein Kraftviereck bilden müssen. Im Kraftpolygon Fig. 23 sind das Kraftdreieck und sämtliche Kraftvierecke zusammen getragen, was möglich ist, da alle Kräfte der Richtung nach und stets zwei derselben auch der Gröfse nach gegeben sind. Die Gewichte I, II, III ..... sind auf der Kraftvertikalen gg aneinander gereiht.

Fig. 23.



Bei der Bestimmung von N_1, N_2, N_3 ..... ist zu beachten, dafs von einer gewissen Fuge ab das Gleiten der Schichten aufhört und ein Kanten eintritt, nämlich sobald der Stützpunkt — d. i. der Schnittpunkt der Richtungen des Wölbsteingewichtes und des oberen Fugendrucks — aufserhalb der Fuge zu liegen kommt. Wenn dieser Fall eintritt, so zeichnet man das Kraftviereck nicht mehr wie für Wölbstein II, wo die Richtung von D_2 bekannt war, sondern in der Weise, dafs man — wie für Wölbsteine IV — einen Stützpunkt, der ja in Wirklichkeit stets vorhanden ist, in der Nähe der inneren Laibung und einige Centimeter von letzterer entfernt, annimmt und mit Hilfe dieses Stützpunktes die Richtung von D_4 festlegt.

In den Figuren für die Wölbsteine II und IV bezeichnet i den Schnittpunkt der Mittelkraft aus dem Wölbsteingewicht und dem oberen Fugendruck mit der Richtung des Drucks auf das Lehrgerüst. Durch den Punkt i mufs also im Falle des Gleichgewichts die Richtung des unteren Fugendrucks verlaufen. Die Linie ik ist parallel der Diagonale im Kraftviereck.

In derjenigen Fuge, von welcher ab sich der Druck auf das Lehrgerüst zuerst negativ ergiebt, ist dieser Druck gleich Null anzunehmen, weil eine Zugspannung zwischen Lehrgerüst und Gewölbe nicht auftreten kann.

Die Stützlinie im Gewölbeteil $abcd$ ist mit Hilfe des Kraftpolygons eingezeichnet. Sie geht durch die Stützpunkte der Fugen, welche in der Figur durch kleine Kreise angedeutet sind. Dabei hat sich ergeben, dafs beim IV. Wölbstein die Richtung von D_4 nicht mehr um den Winkel φ von der Normalen zur Fugenrichtung abweicht und dafs beim V. Wölbstein der Druck D_5 auf die untere Fuge negativ wurde. In dieser Fuge ist also der Druck auf das Lehrgerüst gleich Null zu setzen.

2. **Der gröfste Druck auf das Lehrgerüst** wird bei derjenigen Wölbschicht stattfinden, welche die oberste der versetzten Schichten ist, denn es ergiebt sich aus Vorstehendem:

a. mit der Entfernung der Wölbschichten vom Kämpfer wächst der Druck auf das Lehrgerüst, während die Fugenpressung abnimmt;

b. jede neu versetzte Wölbschicht bringt in der unmittelbar darunter liegenden eine Verringerung des Drucks auf das Lehrgerüst hervor.

Danach läfst sich der gröfste Druck für eine beliebige Stelle des Kranzes aus dem betreffenden Kraftdreieck entnehmen.

3. Die sog. **centrale Druckhöhe** z — d. i. der an irgend einer Stelle auf die Flächeneinheit der Schalung normal zur inneren Laibungsfläche wirkende gröfste Druck auf das Lehrgerüst — bestimmt sich durch Rechnung aus dem Gleichgewichtszustande der obersten Wölbschicht zu:

$$z = \gamma\, d \cos\alpha\; (1 - \tang\varphi\; \tang\alpha).$$

Darin ist: α der Winkel, den die Fugenrichtung, für welche z bestimmt werden soll, mit der Vertikalen einschliefst,
γ das Gewicht der Kubikeinheit Wölbmaterial,
d die veränderliche Wölbstärke.

Die centrale Druckhöhe wird zunächst gleich Null für den Wert von $\tang\alpha = \frac{1}{f}$, wenn f den Reibungskoeffizienten für Stein auf Stein bezeichnet. Dieser Wert, welchen α in dem Augenblicke erreicht, wo der Reibungswiderstand in der Lagerfuge die in der Richtung derselben wirkende Komponente der Schwerkraft überwindet, ist je nach der Beschaffenheit des Gewölbmaterials verschieden.

Nach den Versuchen von **Rondelet** hält sich ein gut behauener polierter Kalkstein mit sehr feinem Korne auf einem ähnlichen Steine in Gleichgewicht, wenn der Reibungswinkel $90 - \alpha = \varphi = 30^\circ$ beträgt. Daraus ergäbe sich $f = 0{,}58$. Nach **Perronet** fangen die Gewölbsteine auf den Fugen zu gleiten an für $\varphi = 39$ bis 40° und nach **Rennie**, nach Ermittelungen für die Granitgewölbsteine der neuen London-Brücke, wenn sie gut, aber ohne Mörtel gelagert wurden, bei $\varphi = 33$ bis 34°. Nach Professor **Bukowsky's** Versuchen liegt φ für Sandstein und Marmor je nach der verschiedenen Bearbeitung und je nachdem die Steine einfach in Mörtel gelegt oder noch mittels Hammerschlägen angedrückt wurden, zwischen 26° und 57°.

Für die Praxis wird man für φ einen Mittelwert annehmen, bei welchem man Sicherheit hat, dafs ein Versetzen der Wölbsteine ohne Unterstützung durch das Lehrgerüst noch möglich ist. Dieser Mittelwert ist $\varphi = 22^\circ$ oder $\alpha = 68^\circ$, woraus sich $f = 0{,}4$ ergiebt.

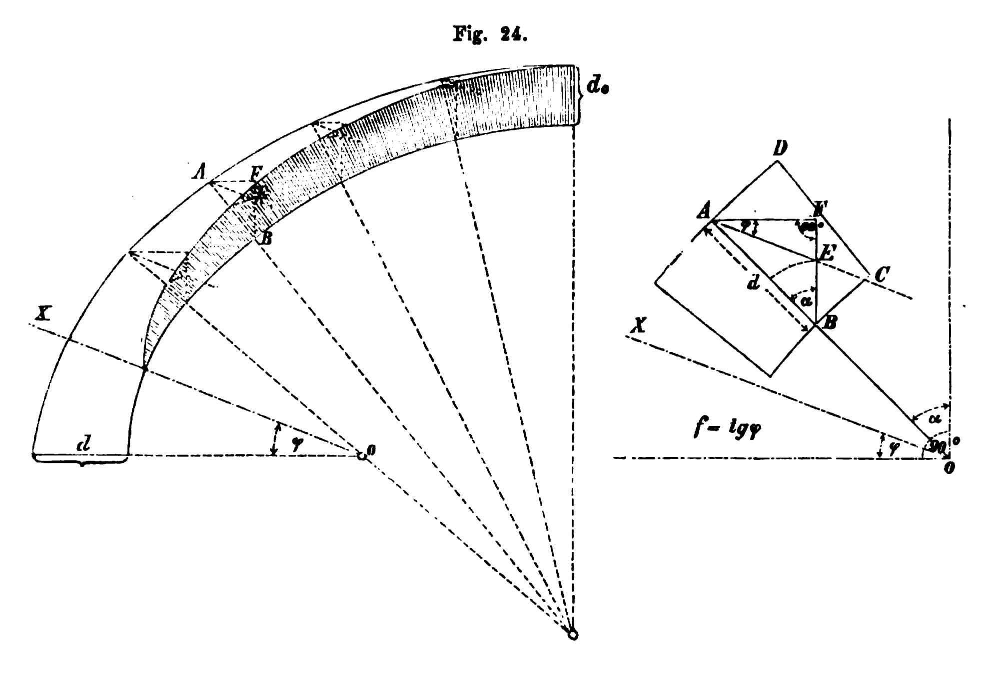
Das Maximum der centralen Druckhöhe wird im Scheitel erreicht für $\alpha = 0$. Dies giebt $z_{max} = \gamma d_0$, wenn d_0 die Scheitelstärke bezeichnet.

Die graphische Ermittelung der centralen Druckhöhe ist in Fig. 24 (S. 283) dargestellt. Man lege zuerst diejenige Fugenrichtung OX fest, welche mit der Horizontalen den Winkel φ einschliefst. In dieser Fuge ist die centrale Druckhöhe gleich Null. Man zerlege alsdann die Laibungslinie durch radiale Fugenlinien in beliebige Teile und ziehe von dem in der äufseren Laibungslinie liegenden Punkte A einer beliebigen Fugenlinie AB eine Parallele zur OX, welche die durch B gelegte Vertikale in E schneidet. Dann ist die Strecke BE, multipliziert mit γ, gleich der centralen Druckhöhe z, welche auf der AB abgetragen werden kann. Denn es ist:

$$BE = BF - EF = d \cos\alpha\, (1 - \tang\varphi\; \tang\alpha).$$

4. Die Bestimmungen der Spannungen in den einzelnen Teilen des Lehrgerüstes bezw. die Ermittelung ihrer Abmessungen läfst sich bei den Schalhölzern, den Kranzhölzern und bei einfachen Stützen mit Hilfe bekannter Sätze der Festigkeitslehre bewerkstelligen und es wird hierauf in § 16 näher eingegangen werden. Auch gewöhnliche Sprengwerke lassen sich unter Anwendung der Sätze von der Kräftezerlegung mit hinreichender Schärfe berechnen. Dagegen gilt von verwickelteren Anordnungen das, was auf S. 86 von den zusammengesetzten Trägern im allgemeinen gesagt ist und es sollten dieselben aus den dort angegebenen Gründen thunlichst vermieden werden. Vorkommendenfalls mufs man über die Verteilung der Drücke auf die einzelnen Stützen und Sprengwerke mehr oder minder gewagte Annahmen machen. — Auf Einzelheiten der Berechnungen kann an dieser Stelle nicht eingegangen werden; durchgeführte Beispiele findet man u. a. bei Winkler. Lehrgerüste steinerner Brücken (Wien 1875) und in der Beschreibung der Striegisthal-Überbrückung (Zeitschr. f. Bauw. 1869, S. 220); ferner: Bukowsky. Über die Ausführung der Lehrgerüste für gewölbte steinerne Brücken. Mitteil. des Arch.- u. Ing.-Ver. für Böhmen. 1870, S. 49 und Wilke. Lehr- und Arbeitsgerüste. Zeitschr. f. Bauhandw. 1879, S. 137.

Fig. 24.



§ 15. Konstruktion der Lehrgerüste.

1. Die Theorie lehrt, dafs es bei Anordnung der Konstruktionsteile im allgemeinen zweckmäfsig ist, um Zug- oder Biegungsspannungen in den Hölzern zu vermeiden, den in den Knotenpunkten der Kranzhölzer angreifenden Streben eine radiale Richtung zu geben. Da der centrale Druck nach dem Scheitel hin wächst, so müssen bei Annahme gleich starker Kranzhölzer, die Knotenpunkte in der Nähe des Scheitels näher aneinander liegen, als am Widerlager und bei Annahme gleicher Knotenpunkt-Entfernungen die Stärken der Kranzhölzer verschieden ausfallen. Jedenfalls darf die Länge der Kranzhölzer aber nicht zu grofs bemessen werden, da von der Widerstandsfähigkeit der auf Biegung in Anspruch genommenen Hölzer vornehmlich die Unwandelbarkeit der Konstruktion abhängig ist.

Aus letzterem Grunde ist auch die Anzahl der übrigen auf Biegung beanspruchten Hölzer (Zangen, Fetten und Balken) zu beschränken, jedoch darf mit der Anbringung dieser Hölzer, wo sie am Platze sind, wiederum nicht gekargt werden, da sie z. B. einer Hebung des Lehrgerüstscheitels während des Wölbens unter dem Drucke der anfänglich versetzten Steine entgegenarbeiten und bei gesprengten Lehrgerüsten den von den Streben auf die Stützpunkte ausgeübten Horizontalschub aufheben oder verringern.

2. Die Verbindungen der Hölzer, namentlich da, wo mehrere derselben aus verschiedenen Richtungen zusammentreffen, sind mit gröfster Sorgfalt anzufertigen, damit eine regelrechte Übertragung der Pressungen nicht allein in jedem Lehrbogen stattfindet, sondern auch jeder Lehrbogen in gleicher Weise trägt. Das Zusammenstofsen von Hirnholz und Langholz ist deshalb möglichst zu vermeiden.

Da das Setzen des Lehrbogens vornehmlich in den Verbindungsstellen stattfindet, so mufs man erstens die Anzahl der Verbandteile zu beschränken suchen und zweitens Mittel anwenden, um ein sattes Schliefsen aller Verbandfugen zu erzwingen. Durch Verwendung möglichst langer Hölzer, die jedoch stark genug sein müssen, um vorkommenden Biegungseinflüssen widerstehen zu können, kann man die Anzahl der Verbindungsstellen einschränken, jedoch darf man auch hierbei nicht zu weit gehen, da nur Hölzer von solcher Länge und Stärke in Anwendung kommen dürfen, deren Hantierung mit Hilfe der für den Bau zu Gebote stehenden Transport- und Hebemittel sich noch innerhalb vorteilhafter Grenzen bewerkstelligen läfst. Als Beispiele ziemlich starker Hölzer sind diejenigen des Aulne-Viadukts anzuführen. Die Doppelzangen des Lehrgerüstes desselben (T. XV, F. 1) waren aus einem Stück und hatten bei $\frac{30}{20}$ cm Stärke 13,9 bezw. 17,77 m Länge. Die Hauptstreben hatten 9,35 bezw. 10,55 m Länge bei $\frac{30}{27}$ bezw. $\frac{35}{27}$ cm Stärke.

Das Ineinanderschliefsen der Fugen kann man mit Hilfe von Schraubenbolzen befördern. Auch empfiehlt es sich in etwa offen stehende Fugen Blechstücke einzutreiben, um dadurch das spätere Zusammengehen zu verhindern.

Soll ein Lehrgerüst häufig versetzt werden, so ist es ratsam, leicht transportable Hölzer anzuwenden und die Verbindungsteile leicht zerlegbar ohne tiefe Überschneidungen herzustellen, auch ist es in diesem Falle besonders zweckmäfsig, in den dem Druck am meisten ausgesetzten Stofsfugen bei wiederholter Aufstellung dünne Blechplatten einzulegen, um einem zu starken Zusammenpressen der Hölzer, welches erfahrungsmäfsig bei jeder neuen Aufstellung eine gröfsere Senkung veranlafst, vorzubeugen.

Läfst man die auf Druck in Anspruch genommenen Hölzer an den Knotenpunkten stumpf zusammenstofsen, was sich aus eben angeführten Gründen empfiehlt, so mufs man dieselben jedenfalls durch Anbringung starker Laschen aus Bohlenstücken oder durch Schrauben und Spitzklammern gegen seitliches Ausweichen sichern.

3. Als Hauptstützpunkte der Binder können bei freitragenden Systemen Vorsprünge an Pfeilern oder Widerlagern, oder wenn das betreffende Bauwerk nicht zu hoch ist, Fundamentabsätze benutzt werden. Man kragt zu diesem Zwecke in Pfeilern oder Widerlagern auch besondere Hilfsquader aus, welche nach Vollendung des Gewölbes abgearbeitet werden. Diese Auskragungen sind aber während des Baues vor Beschädigungen sorgfältig zu behüten. Auch horizontal durch die Pfeiler gesteckte Schienen, die nach Beendigung des Baues leicht wieder entfernt werden können, gewähren für gesprengte Konstruktionen sichere Stützpunkte.

Die Zwischenstützpunkte für feste Lehrgerüstsysteme bestehen in der Regel aus eingerammten Pfählen, selten, nur bei bedeutenden Spannweiten, aus gemauerten Pfeilern

(Chester-Brücke, Cabin-John-Brücke, Brücke von Crespano, grofse Brücken der Brenner-Bahn u. s. w.). Die Pfähle werden je nach Bedarf in verschiedenen Höhen abgeschnitten, jedoch mindestens so hoch belassen, dafs die Möglichkeit bleibt, sie später wieder auszuziehen. Die einzelnen Pfahlreihen oder Pfahlgruppen werden zu einem Joche vereinigt und durch Zangen und Streben gegen seitliche Verschiebungen versichert, s. T. XVI, F. 16, 17, 19.

Bei Bauten auf dem Lande können auch, falls der gewachsene Boden unter der zu überwölbenden Öffnung tragfähig genug ist, anstatt der eingerammten Pfähle Schwellenstapel (Klotzlager) zur Unterstützung in Anwendung kommen (T. XVI, F. 6). Diese Schwellenstapel müssen der Terrainhöhe entsprechend so angeordnet werden, dafs die untersten Schwellen etwas in den gewachsenen Boden eingegraben liegen und eine genügend grofse Grundfläche bedecken, damit die Belastung des Bodens noch innerhalb zulässiger Grenzen sich bewegt. — Probebelastungen der Pfahlreihen vor Aufstellung des Gerüstes sind zu empfehlen.

4. Die vorteilhafteste Entfernung der Lehrbogen von einander läfst sich theoretisch nicht feststellen. Dieselbe bewegt sich zwischen 1 und 2 m, von Mitte zu Mitte gemessen. Gröfsere oder geringere Entfernungen kommen vor, wie Tabelle II nachweist; die beliebteste Entfernung ist 1,5 m.

Es darf nicht unerwähnt bleiben, dafs manche Konstrukteure bei kleineren Weiten es vorziehen, anstatt jeden einzelnen Lehrbogen als Binder anzuordnen, nur einzelne Binder in gröfseren Entfernungen aufzustellen, zwischen denen sich die Fetten, welche die Kranzhölzer stützen, freitragen. So zweckmäfsig und sparsam diese Anordnung für eine Dachkonstruktion auch ist, so wenig empfehlenswert erscheint dieselbe für ein Lehrgerüst, weil man durch die Einführung zahlreicher langer, stark auf Biegung in Anspruch genommener Hölzer die Steifigkeit der Konstruktion beeinträchtigt. Man beachte daher, dafs das billigste Lehrgerüst nicht immer das widerstandsfähigste ist, und gehe mit der Entfernung der Binder nicht auf das äufserste Mafs. Jedenfalls wäre die eben beschriebene Methode für gröfsere Weiten fehlerhaft.

Zwischen der Stirn des Gewölbes und der vorderen Ebene des äufsersten Lehrbogens bleibt in der Regel ein Abstand bis zu 0,5 m und die Schalhölzer ragen über den Lehrbogen bis auf 0,05 m Entfernung von der Stirnfläche vor. Über die letztere sollten auch andere Verbandteile nicht vorspringen, damit die Maurer bei Ausführung des Gewölbes im stande sind, mit dem Auge oder mit der Schnur die Ebene einer oder mehrerer Gewölbstirnflächen zu prüfen. Es ist nicht zweckmäfsig, die äufseren Lehrbogen zu nahe an die Stirn zu rücken, weil alsdann der Druck auf denselben kleiner ist, als auf die übrigen Lehrbogen, sodafs ein ungleichmäfsiges Setzen stattfinden mufs.

Der richtige Abstand der Lehrbogen von einander wird aufser durch die Schalung noch durch Querverbindungen gesichert, welche gleichzeitig der ganzen Konstruktion die nötige Festigkeit gegen Winddruck verleihen. Bei grofsen und besonders bei hohen Bauwerken müssen jedoch noch besondere Verstrebungen gegen Winddruck bezw. gegen Sturmwinde angebracht werden. Diese Verstrebungen befinden sich in der Regel in Form von Andreaskreuzen senkrecht zur Gewölbstirn in vertikalen und auch geneigten oder horizontalen Ebenen der Hauptkonstruktionsteile. (Vergl. Beschreibung des Lehrgerüstes vom Aulne-Viadukt in § 17.) Aufser diesen Verstrebungen sind noch diejenigen zu erwähnen, welche den Zweck erfüllen, besonders lange Hölzer gegen seitliche Ausbiegung zu schützen. In der Regel liegen diese Verstrebungen in der Ebene der Hölzer, senkrecht zur Binderfläche und bestehen ebenfalls in Zangen in Verbindung mit Andreaskreuzen.



Bei schiefen Gewölben entsteht die Frage, ob die Lehrbogen senkrecht zur Achse des Gewölbes oder parallel zur Stirnfläche gestellt werden sollen. Das erstere ist das einfachere, weil die Lehrbogen eine kleinere Spannweite erhalten und unter Umständen nach einem Kreisbogen konstruiert werden können, während die parallel zur Stirn gestellten Lehrbogen alsdann nach einer Ellipse zu konstruieren sind. Allein bei der normalen Stellung wird der Druck auf die äufseren Lehrbogen sehr unregelmäfsig verteilt, was störende Formänderungen zur Folge haben kann. Bei gröfseren Spannweiten ist es daher ratsam, die Lehrbogen parallel zur Stirnfläche zu stellen.

5. Die Vorrichtungen für die Ausrüstung sind womöglich über dem höchsten Wasserstande anzubringen und ferner unmittelbar unter dem zu senkenden Oberteil des Lehrgerüstes in die Achsen der Stützpunkte so zu stellen, dafs unnötige Biegungsspannungen in den unteren Konstruktionsteilen in der Nähe der Ausrüstungsvorrichtungen vermieden werden. Die allgemeiner gebräuchlichen Mittel zum Ausrüsten sind Keile, Schrauben und Sandtöpfe. In einzelnen Fällen sind auch schiefe Ebenen, Verbindungen von Schrauben und Sandtöpfen, Excentriks u. dergl. in Anwendung gekommen. Die nähere Beschreibung dieser Vorrichtungen folgt in § 25.

6. In betreff der Abmessungen der einzelnen Konstruktionsteile steht im allgemeinen fest, dafs Stärken voller Hölzer für Ständer, Balken, Streben über 35 cm selbst bei den bedeutendsten Konstruktionen zu den Seltenheiten gehören; in der Regel geht die Stärke nicht über 30 cm, nicht unter 15 cm; gröfste Höhe der Kranzhölzer selten über 45 cm; Schalbretter für Ziegel 4 bis 6 cm, Schalhölzer für Werksteine $\frac{10}{10}$ bis $\frac{15}{15}$ cm.

Bei der Bestimmung des Holzbedarfs für Lehrgerüste verschiedener Spannweiten können die in nachstehender Tabelle II (S. 287) zusammengestellten Ergebnisse als Anhalt dienen. Zu dieser Tabelle mufs bemerkt werden, dafs die Zahlen der vorletzten Spalte den Holzbedarf (inkl. Schalung und Unterstützung) pro laufenden Meter der Gerüstbreite angeben, wenn dieselbe von Mitte zu Mitte der äufsersten Binder gemessen wird. Diese Zahlen können bei überschläglichen Berechnungen auch genau genug pro laufenden Meter Gewölbetiefe gelten. Die aus der letzten Spalte zu entnehmenden Zahlen haben besonderen Wert, da dieselben darthun, dafs die Gesamtmasse des Holzwerks verschiedener Lehrgerüste in nahezu konstantem Verhältnisse zur Masse der zugehörigen Gewölbe steht. Man wird nicht fehlgreifen, wenn man danach für die Mehrzahl der vorkommenden Fälle den Holzbedarf pro cbm Gewölbemasse durchschnittlich zu $\frac{1}{3}$ cbm annimmt. Für Konstruktionen mit weitgestellten Bindern dürfte mindestens $\frac{1}{5}$ cbm erforderlich sein. Für feste Gerüste hoher Viadukte, bei denen das meiste Holz in der festen Unterstützung sitzt, müssen natürlich gröfsere Sätze zur Berechnung kommen.

In betreff der Verwendung des Eisens für die Konstruktion der Lehrgerüste ist schliefslich noch zu bemerken, dafs dieselbe, mit Ausnahme weniger Fälle, sich fast nur auf die Anwendung von Gufseisen für eiserne Schuhe, Ausrüstungsgegenstände u. dergl. und von Schmiedeisen für Zug- und Hängeisen beschränkt hat. Ganz eiserne Lehrgerüste, aus Gufseisen konstruiert, sind soweit bekannt nur in Frankreich für kleinere Gewölbe in Tunnelform und solche ganz aus Schmiedeisen erst in neuester Zeit in Amerika und England zur Ausführung gekommen. In der Regel begnügt man sich damit, den Kranz der Lehrbogen als Blechbogenträger herzustellen, das übrige Tragwerk wird in Holz ausgeführt.[27])

---

[27]) Man vergleiche: Nouv. ann. de la constr. 1868, S. 91. Debar. Note sur un cintre retroussé avec entrait en fer. — Scientific American 1877. Suppl. Nov. S. 1541. Brücke über den Medway zu Maidstone. — Wochenschr. des österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1885, S. 104. Die Putney-Brücke in London.

Tabelle II.

Kubikinhalt des Holzes ausgeführter Lehrgerüste.

Name des Bauwerks.	Gewölbe: Spannweite m	Gewölbe: Pfeil m	Lehrgerüst: Anzahl der Stützpunkte eines Binders	Lehrgerüst: Anzahl der Binderfelder	Lehrgerüst: Entfernung der Binder von Mitte zu Mitte	Lehrgerüst: Inhalt des Holzwerkes im ganzen cbm	Lehrgerüst: Inhalt des Holzwerkes pro lauf. m Binderfeld cbm	Lehrgerüst: pro cbm Gewölbmasse cbm	Bemerkungen.
1. Freitragende Lehrgerüste.									
1. Wege-Unterführung (Rhein. Eisenbahn[1])	6,50	5,50	2	12	1,25	15	1,0	0,14	T. XVI, F. 2.
2. Marnheimer Viadukt (Pfälzische Ludwigsbahn)	7,00	3,50	2	5	1,03	18	3,5	0,38	T. XVI, F. 1.
3. Indre-Viadukt (Eisenbahn Tours-Bordeaux)	9,80	4,90	2	5	1,65	28	3,4	0,28	T. XV, F. 5.
4. Viadukt auf dem Bastillenplatz (Eisenbahn Paris-Vincennes[2])	10,00	5,00	2	7	$\frac{1,33}{1,37}$	56	5,8	0,44	T. XIII, F. 10.
5. Enz-Viadukt bei Bietigheim (Württembergische Staats-Eisenbahn)	11,50	5,75	2	5	1,34	32	4,8	0,27	
6. Viadukt bei Ottersweiler (Eisenbahn Zabern-Wasselnheim)	12,00	6,00	2	4	1,95	26	3,3	0,22	
7. Solémy-Viadukt (Bourbon.-Eisenbahn)	12,00	6,00	2	5	1,37	36	5,3	0,26	T. XIV, F. 1.
8. Fure-Viadukt (Eisenbahn Saint-Rambert-Grenoble)	14,00	7,00	2	5	1,50	45	6,0	0,32	T. XVI, F. 12.
9. Dinan-Viadukt in der Bretagne	16,00	8,00	2	5	1,01	43	8,6	0,40	
10. Wegeüberführung (Lehbach-Mahlstatt, Saarbrücken-Trierer Eisenbahn)	18,00	9,00	2	5	1,40	47	6,8	0,20	T. XVI, F. 14.
11. Comelle-Viadukt (Eisenbahn Paris-Creil)	19,00	9,50	2	5	1,50	70	9,3	0,25	T. XVI, F. 13.
12. Aulne-Viadukt (Eisenbahn Châteaulin-Landerneau)	22,00	11,00	2	5	1,60	106	13,2	0,28	T. XV, F. 1.
13. Moselbrücke bei Pfalzel (Moselbahn)	22,00	4,85	2	7	1,00	87	12,4	0,34	T. XVI, F. 15.
14. Warthe-Brücke bei Wronke (Stargard-Posener Eisenbahn)	23,22	4,39	2	5	1,56	94	11,8	0,32	
2. Fest unterstützte Lehrgerüste.									
15. Viadukt der Berliner Stadt-Eisenbahn	8,00	1,35	4	4	3,45	21	1,5	0,30	
16. Viadukt bei Münnerstadt (Schweinfurt-Meininger Eisenbahn)	10,00	5,00	5	2	3,50	22	3,1	0,20	T. XVI. F. 4.
17. Viadukt der Berliner Stadt-Eisenbahn	10,00	2,22	4	4	3,45	27	2,0	0,34	F. 3.
18. Viadukt der Berliner Stadt-Eisenbahn	12,00	2,40	4	4	3,45	33	2,4	0,22	F. 6.
19. Wegeüberführung (Rhein. Eisenbahn)	12,00	3,00	3	4	1,30	14	2,8	0,20	F. 5.
20. Wegeüberführung (Rhein. Eisenbahn)	14,58	4,36	4	4	1,00	14	3,5	0,20	F. 9.
21. Oker-Brücke bei Oker (Eisenbahn Vienenburg-Goslar)	14,60	7,30	3	3	1,41	27	6,4	0,30	Ähnlich wie T. XVI, F. 5.
22. Strafsenunterführung zu Hannover (Hannov. Staats-Eisenbahn)	15,00	2,00	5	24	1,30	99	3,2	0,30	F. 15.
23. Brücke St. Michel zu Paris[3]	17,26	6,50	4	15	2,03	283	9,3	0,42	
24. Schiffahrtskanal-Brücke (Berliner Stadt-Eisenbahn)	24,00	6,75	6	5	2,80	126	9,0	0,22	F. 17.
25. Rhône-Brücke zu Lyon (Eisenbahn Lyon-Avignon)	30,00	4,30	7	5	1,50	124	16,5	0,26	Gewöhnliche Öffnung.
26. Rhône-Brücke zu Lyon (Eisenbahn Lyon-Avignon)	30,00	4,30	4	6	1,28	180	23,3	0,38	Schiffahrts-öffnung.
27. Wäldlitobel-Brücke der Arlbergbahn bei Klösterle	41,00	13,23	9	4	1,39	180[4])	32,4	0,28	T. XV, F. 4.
28. Viadukt bei Nogent-sur-Marne (Eisenbahn Paris-Mühlhausen)	50,00	25,00	9	6	$\frac{0,95}{1,70}$	623	71,6	0,36	
29. Strafsen-Brücke bei Claix über den Drac bei Grenoble	50,00	7,40	6	5	1,50	266	35,5	0,26	

[1]) Das Gewölbe hat die Form der Drucklinie.

[2]) Die Dimensionen der Hölzer sind reichlich bemessen (Stärke bis 35 cm).

[3]) Starke Dimensionen der Hölzer, zum Teil über 35 cm.

[4]) Aufserdem 4 t Eisen.

§ 16. Verbindung und Stärke der Lehrgerüstteile.

1. Die Schalung liegt über den Kranzhölzern und besteht bei Gewölben aus Ziegeln und kleinen Bruch- oder Werksteinen in der Regel aus 4 bis 6 cm starken, mit 2 bis 4 cm Zwischenraum gelegten Latten, die sich von Lehrbogen zu Lehrbogen freitragen, bei Gewölben aus grofsen Steinen aber nur aus einzelnen stärkeren Schalhölzern, die gewöhnlich in der Mitte der Wölbsteine und in Zwischenräumen liegen, welche kleiner sind als die Steindicke. Man stellt jedoch auch bei der letztgenannten Gewölbeart mitunter durch Benagelung mit dünnen biegsamen Latten über den Schalhölzern eine ununterbrochene Fläche her, wodurch die Bequemlichkeit des Versetzens erhöht wird.

Bezeichnet man die Breite und Höhe der Schalhölzer mit b und h, ihren Abstand mit e, die Binder-Entfernung mit a, die Wölbstärke mit d, das Gewicht der Volumeneinheit des Wölbmaterials mit γ und die zulässige Inanspruchnahme für Holz mit k, so erhält man:

$$k = \frac{3}{4} \cdot \frac{\gamma\, d\, e\, a^2}{b\, h^2}.$$

Setzt man $e = \varepsilon b$, $\gamma = 0{,}0026$ kg f. d. cbcm, $k = 60$ kg f. d. qcm, so wird:

$$h = 0{,}0057\, a \sqrt{\varepsilon d}\,.$$

Man kann etwa setzen:

Ziegelgewölbe	$\varepsilon = 1{,}0$	$b = 2{,}0\, h$
Bruchsteingewölbe . . .	$\varepsilon = 1{,}8$	$b = 1{,}5\, h$
Quadergewölbe	$\varepsilon = 2{,}5$	$b = 1{,}0\, h$.

Dann ergiebt sich in runden Zahlen:

Wölbmaterial	d = 40 cm		d = 60 cm		d = 80 cm		d = 100 cm	
	b	h	b	h	b	h	b	h
Ziegel	9	5	12	6	14	7	16	8 cm
Bruchsteine	9	6	12	8	13	9	15	10 „
Quader	7	7	9	9	10	10	12	12 „

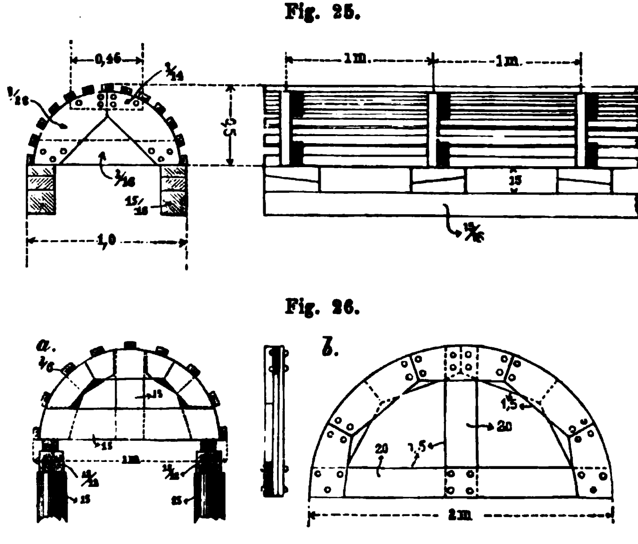


Fig. 25.

Fig. 26.

An diese Zahlen sich ängstlich zu halten, wäre unnötig, es ist vielmehr häufig auf die im Handel vorkommenden Dicken der Hölzer Rücksicht zu nehmen. Gewöhnlich macht man sämtliche Schalhölzer gleich stark. Bei grofsen Spannweiten kann es aber ratsam erscheinen, die Dicke vom Scheitel nach den Kämpfern sprungweise abnehmen zu lassen, wobei zwei oder drei verschiedene Dicken in Anwendung zu bringen wären; man kann aber in solchem Falle auch, wie bereits erwähnt, die Entfernung der Schalhölzer von einander veränderlich annehmen.

3. Der Kranz wird bei kleinen Spannweiten aus einer Bohle geschnitten (Fig. 25 und T. XVI, F. 8), oder aus mehreren Bohlenlagen zusammengesetzt (Fig. 26). Zwischen

die Hirnflächen der einzelnen Bohlenstücke werden zuweilen dünne Blechstücke eingelegt, um das gegenseitige Eindrücken der Fasern zu verhindern.

Bei gröfseren Spannweiten setzt man den Kranz aus stärkeren Hölzern — den Kranzhölzern — zusammen. Bei starker Krümmung bildet man, um die Anwendung zu hoher Hölzer zu umgehen, das Kranzholz aus zwei Teilen, einem geraden und einem gekrümmten (T. XVI, F. 3).

Bezeichnet b_1 die Breite, h_1 die Höhe, a den Abstand der Kränze, d die Wölbstärke und s die Länge, auf welcher das Kranzholz frei liegt, so erhält man, wenn nur der gröfste Druck im Scheitel in Betracht gezogen wird:

$$k = \frac{3}{4} \frac{\gamma d a s^2}{b_1 h_1^2}.$$

Setzt man $h_1 = \beta b_1$, ferner $\gamma = 0{,}0026$ kg f. d. cbcm, $k = 120$ kg f. d. qcm, so wird:

$$h_1 = 0{,}0253 \sqrt{\beta d a s^2}.$$

Hierbei ist $\beta = 1{,}0$ bis $1{,}6$, $a = 100$ bis 200 cm, im Mittel $= 1{,}30$ cm, $s = 130$ bis 300 cm, im Mittel $= 200$ cm zu nehmen.

Für $a = 130$, $s = 200$ wird:

$$h_1 = 4{,}39 \sqrt[3]{\beta d}.$$

Danach ergiebt sich in runden Zahlen:

	$\beta = 1{,}0$		$\beta = 1{,}3$		$\beta = 1{,}6$		
d	b_1	h_1	b_1	h_1	b_1	h_1	cm
40	15	15	13	16	11	18	„
60	17	17	14	19	13	20	„
80	19	19	16	21	14	22	„
100	20	20	17	22	15	24	„

Die hiernach berechnete Höhe h_1 ist als die kleinste Höhe in der Mitte zwischen zwei Stützpunkten der Kranzhölzer anzunehmen.

4. Die Streben (Ständer). Haben die Streben einen gleichen Abstand von einander, so nimmt der Druck auf dieselben vom Scheitel nach den Kämpfern hin ab. Um allen Streben demnach eine gleiche Stärke geben zu können, erscheint es ratsam, ihren Abstand von einander veränderlich zu machen, wodurch auch eine gleichmäfsigere Beanspruchung der Kranzhölzer eintritt. Bei den ausgeführten Lehrgerüsten findet man indessen meist einen gleichen Strebenabstand, weil derselbe eine gröfsere Gleichmäfsigkeit in der Gesamtanordnung des Lehrgerüstes zuläfst.

Bei Abmessung des Streben-Querschnitts ist die Knickfestigkeit in Rechnung zu ziehen, und auf Schwächung durch Bolzenlöcher und Überschneidungen in geeigneter Weise Rücksicht zu nehmen.

Nach Winkler kann man (für Holz) annähernd setzen:

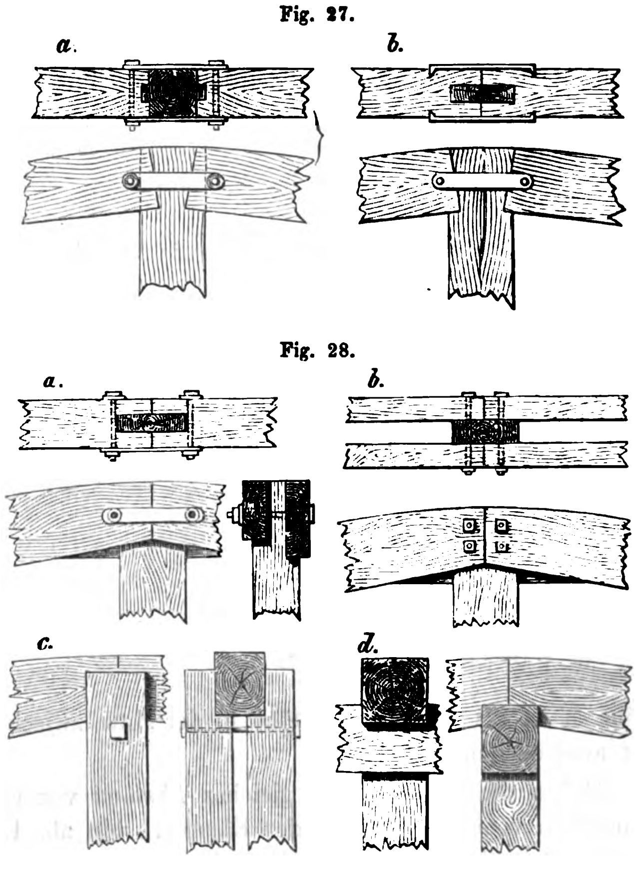
$$\beta = 1{,}0 \qquad h = 4 + 0{,}10\, d + 0{,}02\, c \text{ in cm}$$
$$\beta = 0{,}5 \qquad h = 4 + 0{,}05\, d + 0{,}02\, c \text{ in cm,}$$

wenn $\beta b = h$ und c die (für Knicken) freie Länge der Strebe ist.

Wenn die Hölzer doppelt angeordnet sind, so ist bei der Berechnung für jedes einzelne Holz d nur gleich der halben Wölbstärke anzusetzen.

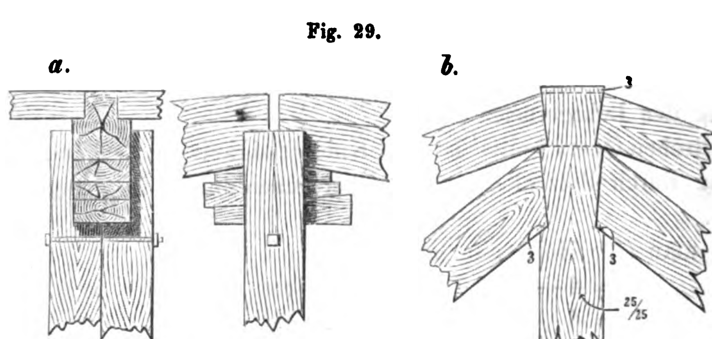
5. Verbindung des Kranzes mit den Streben (Ständern). Wenn sowohl Kranzhölzer als Streben aus einem Stücke bestehen, so giebt man den Streben schwalbenschwanzförmige Enden (Fig. 27). Um eine seitliche Verschiebung zu hindern, giebt man wohl dem Schwalbenschwanze kurze Zapfen (Fig. 27 a), jedoch sind diese nicht

unbedingt nötig, wenn man beide Kranzhölzer durch Klammern (Fig. 27 *b*) oder Bänder und Schrauben verbindet. Statt dieser Verbindung schneidet man wohl auch an die Streben ganze Zapfen an, welche von den an die Kranzholzenden geschnittenen Klauen umfafst werden (Fig. 28 *a*).



Wenig empfehlenswert erscheint die einseitige seitliche Anblattung der Streben an den Kranz (T. XVI, F. 16), da eine während der Ausführung etwa durch plötzliches Aufsetzen eines schweren Quaders übertragene Stofswirkung wegen des Drehmomentes an der Verbindungsstelle letztere zu zerstören droht. Die Streben sollen in der Achse der Druckrichtung liegen und sollen, wenn sie mit Zapfen oder stumpf gegen den Kranz treten, nötigenfalls unter Zuhilfenahme von eisernen Schuhen fest mit demselben vereinigt werden. Will man aber eine Verbindung der Streben mit dem Kranze durch Anblattung ausführen, so mufs man die ersteren doppelt nehmen (Fig. 28 *c*).

Besteht der Kranz aus mehreren Bohlenlagen, so wird bei einfachen Streben eine Verbindung mittels Zapfen vorgenommen; bei einer Zusammensetzung aus zwei Lagen kann man die Zapfenlöcher sparen, wenn man den Teilen einen der Zapfendicke gleichen Abstand gibt (Fig. 28 *b*). Bei einer Zusammensetzung aus drei Lagen sind die Zapfenlöcher in der mittleren Lage auszusparen.



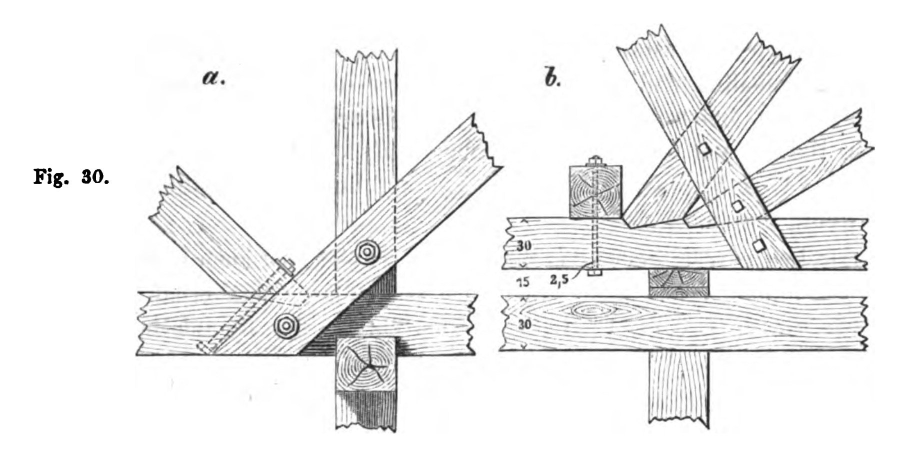
Zweiteilige Streben werden mit dem Kranze am besten durch Blattzapfen unter Zuhilfenahme von Schraubenbolzen verbunden (Fig. 28 *c*).

Die Anordnung Fig. 28 *d*, bei welcher über den Streben Holme liegen, die eine Verbindung aller Binder unter einander bezwecken, ist wenig gebräuchlich. Noch seltener findet man die Anordnung Fig. 29, bei welcher zwischen die Streben und die Kranzhölzer Keile eingeschaltet sind, die teils zum Justieren, teils zum Ausrüsten dienen sollen.

6. Andere Verbindungen. Die Streben werden, wenn die Lehrbögen im ganzen transportabel sein sollen, mit der Schwelle fest verbunden; bei einfachen Streben durch einfache, bei Doppelstreben durch Blattzapfen. Bei Lehrbögen, die an Ort und Stelle abgebunden werden, kann bei einfachen Streben die Verzapfung durch Eisenwerk ersetzt werden. Dagegen ist eine Versatzung in der Regel unentbehrlich.

In Fig. 29 *b* und in Fig. 30 sind verschiedene Verbindungsstellen gezeichnet, diese Figuren sind ohne besondere Erläuterung verständlich.

Fig. 30.



§ 17. Beispiele ausgeführter Lehrgerüste.

I. Feste Systeme. Die älteren bekannten festen Lehrgerüst-Systeme unterscheiden sich von den heutzutage in Anwendung kommenden, auf T. XVI verzeichneten Konstruktionen nicht wesentlich. Schon der berühmte englische Ingenieur Smeaton[28]) benutzte das in F. 19 dargestellte einfache Streben-System.

1. Das in der bezeichneten Figur vorgeführte Beispiel dieses Systems ist vom Bau der Wegebrücke über die Erft bei Grimlingshausen entnommen. Das Gewölbe hat 21,97 m Spannweite bei 3,77 m Pfeil.

Die Radialstreben eines Binders, welche sich sämtlich mit Zapfen in einen horizontalen Balken einsetzen, treten bis unter die Schalung, liegen daselbst etwa 1 m von einander entfernt und sind mit den zu beiden Seiten liegenden Kranzhölzern durch Schrauben verbunden. Zur Unterstützung der Binder des Gerüstes dienen sieben Pfahljoche, welche in 3,45 m Entfernung von Mitte zu Mitte stehen. Die erforderliche Dreiecksbildung ist in jedem Binder in der Stirnfläche durch zwei Paar schrägliegende Doppelzangen erzielt, welche sämtliche Radialstreben und den Balken mit Überblattung umfassen, während senkrecht zur Stirn eine Verstrebung durch zwei Paar Andreaskreuze bewirkt worden ist.

Man wird das System der Radialstreben, wie bereits S. 276 erwähnt wurde, in so einfacher Weise nur für kleine Spannweiten und für gröſsere Spannweiten nur dann durchführen können, wenn man in der Anzahl der Stützpunkte nicht beschränkt ist.

2. In welcher Weise man dasselbe unter Zuhilfenahme eines Sprengwerks in der festen Unterstützung zur Ausführung bringen kann, zeigt das Gerüst vom Viadukt bei Münnerstadt auf der Schweinfurt-Meininger Eisenbahn (Halbkreisbogen von 10 m Spannweite) F. 4.

Der bewegliche Teil besteht aus zwei 3,5 m weiten Binderfeldern, welche zur Unterstützung von fünf Bogenfetten, bezw. der auf letzteren ruhenden neun, 0,94 m von einander entfernt liegenden Lehrbogenkränze dienen. Die drei obern Fetten sind jede in der Mitte zwischen ihren Auflagerpunkten nochmals

---

[28]) Reports of the late John Smeaton made on various occasions in the course of his employement as civil engineer. 1812. III. S. 349. — Tredgold. Elementary principles of carpentry. 3te edit. 1840.

durch je zwei Kopfbänder gegen die Binder abgestützt, während diese Abstützung bei jeder der beiden untern Fetten gegen eine auf dem Kämpfergesimse liegende Schwelle mittels zweier auf Keile gestellten Streben bewirkt worden ist. Diese Keile müssen bei Vornahme der Ausrüstung zuerst gelöst werden, da vorher ein Senken des Lehrgerüstes durch Lösen der übrigen Ausrüstungskeile nicht möglich ist.

Der feste Teil ist in Form eines einfachen Sprengwerks aus Rundhölzern hergestellt und in der Weise mit dem Transportgerüst verbunden, dafs die horizontalen, senkrecht zur Stirnfläche liegenden Schwellen über die Stirn hinaus verlängert sind und den in einer Ebene mit den Ständern des Standgerüstes liegenden Ständern des Transportgerüstes gleichzeitig als Stütze dienen.

Für gröfsere Weiten als 10 m empfiehlt sich diese Anordnung mittels Unterstützung durch Sprengwerk anstatt durch Joche nicht mehr, man wird vielmehr, wenn man das System beibehalten will, dasselbe vorteilhafter in die Form einer freitragenden Konstruktion einkleiden, indem man die Strebe im Scheitel als Hängesäule herstellt und den horizontalen Balken mit Hilfe des einfachen Hängebockes unterstützt, wie es beim Rümlinger Viadukt (13 m Spannweite, F. 7, T. XV) und beim Enz-Viadukt bei Bietigheim (11,5 m Spannweite) geschehen ist.

3. Für feste Lehrgerüste über 10 m Spannweite, häufig aber auch noch für geringere Weiten, wird zweckmäfsig schon eine Mittelstütze eingeführt. Man erhält dann Binder-Anordnungen, wie sie in T. XVI, F. 5 (Wege-Überführung der Rheinischen Eisenbahn, 12 m Spannweite) und in T. VII, F. 17 (Gerdau-Brücke bei Ülzen, 13 m Spannweite) dargestellt sind.

Bei der Gerdau-Brücke lag der horizontale Balken an beiden Enden fest im Mauerwerk und nur über der Mittelstütze war eine Senkung durch die Ausrüstungsvorrichtung möglich; die Radialstreben versammelten sich alle in einem Punkte über der Mittelstütze auf einem Sattelholze des Balkens. Bei der Wege-Überführung F. 5 sind auch unter den Stützpunkten am Widerlager zweckmäfsigerweise Vorrichtungen zum Ausrüsten angebracht. Die Radialstreben setzen sich direkt mit Versatzung in die Mittelstütze, deshalb sind auch anstatt des Balkens hier Zangen in Anwendung gekommen.

4. Bei den in F. 3, 6, 16 u. 17, T. XVI dargestellten Lehrgerüsten vom Bau der Berliner Stadteisenbahn sind unter dem horizontalen Balken eines jeden Binders mehr als drei Stützpunkte vorhanden. Der Kranz besteht aus nahezu gleich langen Kranzhölzern und von den Knotenpunkten führen die Streben in möglichst radialer Richtung direkt zum Balken bezw. auf ein über demselben liegendes Sattelholz.

Sämtliche Gerüste, mit Ausnahme desjenigen für die Spree-Brücke (F. 16) sind mit weitgestellten Bindern konstruiert, welche starke Fetten zur Unterstützung der Kranzhölzer tragen. Man scheint zwar auf diese Weise an Holz gespart zu haben (vergl. auch Tabelle II), trotzdem dürften, wie schon früher erörtert worden ist, enggestellte Binder in der Regel vorzuziehen sein.

Das Lehrgerüst für einen Viadukt von 10 m Spannweite und 2,2 m Pfeil (F. 3) weist in der Mitte drei Radialstreben auf, von denen die beiden schräggestellten die zugehörigen Kranzfetten mit Anblattung umfassen, während die mittlere in die entsprechende Fette einfach mit Zapfen eingreift. Die Länge der Kranzhölzer beträgt etwa 2,5 m. Die Dreiecksverbindungen sind durch horizontale Doppelzangen und aufserdem noch durch zwei Streben hergestellt, welche gleichzeitig den Zweck verfolgen, die beiden schräg-liegenden Fetten bezw. die zugehörigen Radialstreben kräftig zu unterstützen.

Bei der für einen Viadukt von 8 m Spannweite, im übrigen ähnlich ausgeführten Konstruktion sind diese beiden Streben fortgelassen und die Doppelzangen in Höhe der Kämpfer unterhalb der daselbst das Kranzende stützenden Fetten durchgeführt. Das für einen Viadukt von 12 m Spannweite (F. 6) in Ausführung gebrachte Lehrgerüst gleicht demjenigen für den Viadukt von 10 m Spannweite, jedoch mit dem Unterschiede, dafs hier die Entfernung der Knotenpunkte des Kranzes nur etwa 1,6 m beträgt, sodafs im ganzen, einschliefslich der Fetten am Widerlager, 9 Fetten durch Streben bezw. Ständer zu unterstützen sind.



Das in F. 17 dargestellte Lehrgerüst der Brücke über den Schiffahrtskanal (24 m Spannweite, 6,75 m Pfeil) wird durch vier Pfahljoche und zwei vom Bau der Widerlager herrührende Bohlwerke unterstützt. Die beiden mittleren Joche liegen 8,5 m von einander entfernt. Diese ungewöhnliche Entfernung war erforderlich für das Durchlassen der Kanalfahrzeuge und bedingte die Ausführung eines einfachen Sprengwerks zur Unterstützung der beiden mittleren Kranzfetten. Das freizuhaltende Profil für den Schiffahrtsverkehr hielt 3,0 m Höhe über Mittelwasser bei 7 m Breite, und um ein Eindringen der Schiffsgefäfse zwischen die Pfahlreihen der Binder zu verhindern, waren die Pfähle und Sprengstreben der mittleren Jochöffnung mit Bohlen verkleidet, wie F. 17 angiebt, sodafs an der Verkleidung entlang eine bequeme Führung der Schiffe möglich war.

In den übrigen Teilen ist das Gerüst in bekannter Weise zusammengesetzt. Zu erwähnen bliebe nur noch Folgendes: alle Kranzfetten, denen vermöge des seitlich einwirkenden Gewölbedruckes eine besondere Neigung zum Kanten innewohnte, wurden in jedem Binder durch seitlich angebrachte kurze Holzstempel, wie F. 17ᵃ veranschaulicht, versichert. Jeder Stützpunkt eines Binders wurde in den beiden mittlern Jochen durch drei Pfähle, in den daneben liegenden durch zwei Pfähle gebildet, und jeder Pfahl hat bezw. 17 t und 15,5 t Last zu tragen. Die Binder wurden mit einer Überhöhung von 12 cm im Scheitel verzimmert. Aufserdem wurde dem Gewölbe in der Richtung senkrecht zur Bahnachse eine leichte Wölbung bis zu 5 cm gegeben und die hierfür erforderliche Überhöhung dadurch erreicht, dafs man unter den Kranzhölzern Späne aus hartem Holz auf die Fetten legte, deren Höhe nach der Mitte hin allmählich bis 5 cm zunahm. Da die Verblendquader an den Stirnen des Gewölbes nach unten um 4 cm über die Laibung des Ziegelsteingewölbes vortreten, so liegt die Schalung an den beiden Aufsenseiten entsprechend tiefer, was dadurch erreicht ist, dafs die Fetten an ihren beiden über die äufsern Binder hervorragenden Enden oben um 4 cm abgearbeitet sind.

In F. 16 ist das Lehrgerüst für die schiefe Spree-Brücke bei der Museumsinsel (zwei Öffnungen von 16,67 bezw. 18,07 m lichte normale Weite) dargestellt. Die gröfsere Öffnung hat in der Bauwerksachse gemessen eine lichte Weite von 23,2 m. Das Gewölbe ist zum gröfsten Teil aus Ziegeln hergestellt, jedoch nicht als eigentlich schiefes, sondern durch Aneinanderreihung von 11 Stück 1,705 m breiten, normal gewölbten Gewölberingen gebildet. Es hat daher auch jeder Ring sein eigenes Lehrgerüst, bestehend aus zwei Bindern in 1,1 m Entfernung von Mitte zu Mitte. Zwischen diesen einzelnen Gerüsten ist bei der Ausführung aufser der Verbindung, welche im unteren Teile durch die durchgehenden Holme der äufsersten Joche erzielt ist, auch in dem oberen Teile durch Zangen eine Verbindung hergestellt. Im übrigen ist das Gerüst ähnlich wie die vorhergehenden ausgeführt. Nur bliebe zu erwähnen, dass man bei der Ausführung die projektierte seitliche Anblattung der Streben an den Kranz unterlassen und statt derselben eine Verbindung mittels eiserner Laschen und Schrauben vorgezogen hat. Der Kranz hat wegen der ungewöhnlichen Form der Gewölbelaibung eine besondere Einrichtung zum Justieren der Schalung erhalten. Jedes Kranzholz besteht nämlich aus zwei Teilen, zwischen denen zwei Doppelkeile von zusammen 6 cm Höhe eingelegt sind. Am unteren Teile sind auf beiden Seiten zwei Stück 6 cm breite, 1,2 cm starke Flacheisen angebracht, welche dem oberen Teil, sobald er durch das Antreiben der Keile in Bewegung gesetzt wird, zur Führung dienen.

Im allgemeinen kann über die Lehrgerüste der Brücken der Berliner Stadt-Eisenbahn schliefslich noch bemerkt werden, dafs den Unternehmern bei der Ausführung überlassen worden ist, sämtliche Holzverbindungen ohne Anwendung von Zapfen, also stumpf mit Hilfe von Seitenlaschen, Spitzklammern und Beschlägen herzustellen und dafs es Vorschrift war, die 4 bis 5 cm starken Schalbretter nicht über 10 cm breit und mit 4 cm Zwischenraum aufzunageln.

5. Wenn man die Kranzhölzer entsprechend stark konstruiert, so kann bei grofser Weite und geringer Pfeilhöhe des Bauwerkes, wo Streben zweckmäfsig nicht mehr anwendbar sind, die Unterstützung auch durch entsprechend weitgestellte Ständer erfolgen, s. T. VI, F. 1. Eine ähnliche Ausführung zeigt T. XVI, F. 11 (Lehrgerüst einer Strafsen-Unterführung auf Bahnhof Hannover).

Besonders starke Kranzhölzer finden sich im Kranz des Lehrgerüstes der Wäldlitobel-Brücke der Arlberg-Bahn (T. XV, F. 4), welches eine Vereinigung des Ständer- und Streben-Systems bildet.

Dies Lehrgerüst hat 41 m Spannweite und besteht aus fünf in Abständen von 1,39 m aufgestellten Bindern. Das unterste Stockwerk der festen Unterstützung jedes Binders besteht aus Doppelständern mit gekreuzten Diagonalen und aufgekämmten Schwellen. Über der tiefsten Stelle der Schlucht, wo der

stützende Fels durch Ständer nicht mehr erreicht werden konnte, ist im Unterbau eine Sprengwerks-Konstruktion eingeschaltet worden. Auf dem untersten Stockwerk des Unterbaues setzt sich ein zweites 5 m hohes Stockwerk aus einfachen, 5 m von einander entfernten Jochwänden. Zwischen dem eben beschriebenen zweistöckigen Unterbau und dem beweglichen Oberteil des Lehrgerüstes sind 45 gufseiserne Sandtöpfe für die Ausrüstung angebracht.

Der Lehrbogen hat 11,33 m Pfeil und besteht wie der Unterbau aus zwei Etagen. Die obere Etage enthält vornehmlich die Streben, welche sich auf die Joche der darunter liegenden Etage stützen. Der Kranz besteht aus 8 Hölzern, von denen dasjenige am Kämpfer am längsten ist. Jedes Kranzholz ist aus zwei durch Verzahnung und sechs Schraubenbolzen untereinander verbundenen, 26 cm starken Balken gebildet und wird sowohl in seiner Mitte als auch an den Enden durch Streben gestützt. Mit Ausnahme der 30 cm starken Ständer des unteren Stockwerks im Unterbau ist das Gerüst aus vierkantig beschlagenem Holze hergestellt. Die Querschwellen sind mit 30 cm im Geviert, die obern Ständer, die Längsriegel, die Hauptstreben und Sprengwerks-Hölzer mit $\frac{26}{30}$ cm, die Diagonalen mit $\frac{20}{24}$ cm und die Windversteifungen mit $\frac{15}{20}$ cm bemessen worden.

6. Die letzten Beispiele für festunterstützte Lehrgerüste auf T. XVI sind F. 9 und F. 10. F. 9 stellt ein Lehrgerüst dar für eine Wege-Überführung der Rheinischen Eisenbahn von 14,58 m Weite, welche über einen fertigen Einschnitte erbaut wurde. Die Brücke ist mit gewölbten Widerlagern ausgeführt, sodafs die Enden des Kranzes sich direkt auf einen Fundamentabsatz setzen. Die beiden übrigen Stützpunkte eines Binders liegen über der Futtermauer des Einschnittsgrabens.

Fig. 10 zeigt das Lehrgerüst einer Wege-Überführung von 16,2 m Spannweite, ausgeführt für einen zur Zeit der Bauausführung noch nicht fertiggestellten Einschnitt der Linie Wriezen-Frankfurt a. O. Der Einschnittsboden, welcher eine genügende Festigkeit besafs, wurde daher für die Unterstützung des Gerüstes mit ausgenutzt und zu dem Zwecke so bearbeitet, dafs es möglich war, unter dem Scheitel und in der Nähe beider Widerlager unter jeden Binder horizontale Schwellen einzubetten, auf denen die Langschwellen zur Aufnahme der Ständer ruhen. Es sind im ganzen neun Fetten am Umfange des Kranzes vorhanden, von denen jede der beiden unteren an den Widerlagern durch in den Boden gerammte Pfähle unterstützt ist, während drei andere durch vertikale Ständer, zwei durch ein einfaches Sprengwerk und die letzten beiden durch Radialstreben von den festen Punkten aus gehalten werden.

II. Freitragende Systeme.

1. Die neueren gesprengten Lehrgerüste (T. XVI, F. 1, 2, 7, 8, 12, 13, 14, 15, 18) sind bislang nur bis 25 m Spannweite in Ausführung gebracht worden.

F. 8 stellt die einfachste Konstruktion eines freitragenden Lehrgerüstes dar, wie sie für Weiten von 1 bis 2 m gebräuchlich ist (vergl. auch Fig. 25 und 26, S. 286). Der Kranz eines Binders besteht aus einer doppelten Lage von 3 bis 4 cm starken miteinander vernagelten Bohlen; die Schalbretter sind 4 bis 5 cm breit und hoch und liegen in Zwischenräumen von 2 bis 4 cm. Die Binder stehen in Entfernungen von 1,25 bis 1,50 m und setzen sich auf je zwei Doppelkeile, unter denen ein $\frac{10}{10}$ cm starker Balken, welcher von eben so starken Ständern am Widerlager unterstützt wird, senkrecht zur Binderebene durchgeht.

Für gröfsere Weiten als 2 m verstärkt man jeden Binder noch durch einen horizontalen Balken, der zwischen die Kranzenden und die Keile zu liegen kommt und setzt im Scheitel eine vertikale Stütze ein (F. 7). Bei Weiten über 3 m bis zu 7 m Weite würden bei dieser Anordnung die beiden Kranzhölzer zu unförmlich ausfallen. Man führt daher zweckmäfsig fünf Knotenpunkte ein, nimmt ferner zur Unterstützung des Balkens einen einfachen Hängebock zur Hilfe und überträgt die Last der zwischen Scheitel und Kämpfer eingeschobenen Knotenpunkte durch eine radial gerichtete Stütze

(auch Doppelzange) auf die Streben des Hängewerks. Als Beispiel für diese Anordnung dient F. 2 (Gerüst einer Unterführung der rheinischen Eisenbahn, 6,50 m Spannweite).

Will man für Spannweiten von 5 m bis 7 m ein Hängewerk noch nicht in Anwendung bringen, so kann man auch die in F. 18 dargestellte Konstruktion nach dem Systeme der Westminster-Brücke wählen. Die Last von jedem der Zwischenknotenpunkte wird hier direkt durch eine Strebe auf das entgegengesetzte Widerlager und die Last des Scheitelpunktes durch Zangen auf den durch den Schnittpunkt der beiden Streben gebildeten festen Punkt übertragen. Aufserdem nehmen auch noch die Kranzhölzer und die Doppelzangen der Zwischenknotenpunkte einen Teil der Last auf. Um zu verhindern, dafs die besonders auf Druck in Anspruch genommenen vertikalen Zangen im Scheitel seitlich ausweichen, sind dieselben untereinander noch durch horizontale Zangen, welche gleichzeitig zur Absteifung des ganzen Lehrgerüstes dienen, verbunden.

2. Die oben beschriebene Konstruktion mit Anwendung eines einfachen Hängebockes und fünf Knotenpunkten des Kranzes bildet den Übergang zu dem eigentlichen Typus der freitragenden Lehrgerüste für Spannweiten von 5 m bis 15 m, wie derselbe bei einer grofsen Zahl von ausgeführten Viadukten (besonders auch beim Solémy-Viadukt — T. XIV, F. 1, dem Morlaix-Viadukt — T. XV, F. 3, dem Indre-Viadukt — T. XV, F. 5, sowie beim Viadukt auf dem Bastillenplatz zu Paris — T. XIII, F. 10 wiederkehrt.

Das auf T. XVI, F. 1 vorgeführte Beispiel dieses Systemes ist vom Bau des Marnheimer Viaduktes der Pfälzischen Ludwigsbahn (7 m Spannweite) entnommen.

Von vornherein kann dazu bemerkt werden, dafs der horizontale Balken, welcher in jedem Binder unter der Ausrüstungsvorrichtung liegt, als Konstruktionsbestandteil des Binders eigentlich nicht erforderlich ist, weil es genügt, wenn man die Ausrüstungsvorrichtung auf ausgekragte Steine, eingemauerte Schienen u. s. w. setzt, jedoch bietet die Durchführung desselben bei Ausführung der Gewölbe hoher Viadukte die grofse Annehmlichkeit, dafs man eine Plattform errichten kann, von welcher aus die Aufstellung, das Ausrüsten und Abbrechen der Konstruktion bequem und sicher vorgenommen werden können. Man sieht den horizontalen Balken daher auch bei vielen Viadukten, z. B. auch beim Solémy- und Morlaix-Viadukt und beim Viadukt des Bastillenplatzes. Bei letzterem, dessen Pfeiler nur eine geringe Höhe über dem Erdboden haben, hätte er auch fortfallen können. Bei den unteren Bogen des Morlaix-Viaduktes (13,47 m Spannweite) waren die Balken, weil die Pfeiler über Terrain nur eine Höhe von ca. 12 m hatten, in der Mitte von der Thalsohle aus noch durch Ständer unterstützt.

Die allgemeine Anordnung des Systems der Dreiecks-Sprengwerke ist in § 13 bereits beschrieben. Man wird dasselbe bis etwa 15 m Spannweite beibehalten können, aber schon von 10 m Spannweite ab bestrebt sein müssen, durch Anbringung von Zangen in der Binderebene und durch Einführung von entsprechenden Längsverbindungen zwischen sämtlichen Bindern die zu lang werdenden Hauptstreben gegen seitliche Ausbiegung zu versteifen.

Eine von der oben beschriebenen etwas abweichende Anordnung der Binder zeigt das Gerüst des Fure-Viaduktes (F. 12, T. XVI, 14 m Spannweite), dessen Kranz sieben Knotenpunkte aufweist und durch Strebewerk nach Art des Perronet'schen Systemes getragen wird.[29]) In betreff der Durchbiegung dürfte diese Konstruktion aus bekannten Gründen einen Vergleich mit dem vorbenannten Systeme nicht aushalten können.

---

[29]) Ähnliche Konstruktionen s. Nouv. ann. de la constr. 1857, S. 70. Deplaces. Cintre retroussé en demi-cercle de 14 m de portée. — S. 115. Magnus. Cintre retroussé en anse de panier de 17 m d'ouverture.



3. Bei der Konstruktion von freitragenden Lehrgerüsten über 15 m Spannweite wird man mit einer Einteilung des Kranzes in vier Teile nicht mehr auskommen.

Bei den in F. 14 dargestellten Bindern des Gerüstes vom Bau der Unterführung des Weges von Lehbach nach Mahlstatt auf der Saarbrücken-Trierer Eisenbahn (18 m Spannweite) ist der Kranz in acht Teile eingeteilt. Beim Entwurf des Gerüstes ist man von der Absicht ausgegangen, die Horizontalkräfte in den unteren Teilen der Binder durch quer durchgehende horizontale Hölzer auszugleichen und nur von dem oberen Gewölbedrittel, in welchem horizontale Querverspreizungen schon zu spitz in die Kranzhölzer einschneiden würden, die Last durch einen eingelegten Sprengbock auf kürzestem Wege nach den Auflagern zu übertragen.

Das unterste Querholz ist aus drei Stücken bestehend angenommen, würde sich bei der Länge von 15,14 m aber mit Vorteil für die Widerstandsfähigkeit der Konstruktion aus einem Stück auch noch herstellen lassen. Die kürzeren Längen mit Anwendung der mifslichen Stofsverbindungen werden sich nur mit Rücksicht auf die billige Holzbeschaffung empfehlen. Das obere 11,04 m lange Querholz ist aus einem Stück hergestellt.

Es ist nicht zu verkennen, dafs die Durchführung der beiden horizontalen Hölzer, welche in ihrem Zusammenhange mit den dazwischen liegenden Streben wie ein Brückenträger wirken, die Unwandelbarkeit des Gerüstes, besonders was die Scheitelsenkung anbetrifft, bedeutend erhöht. Die Stöfse und Versatzungen sind sämtlich stumpf (ohne Zapfen) mit zwischengelegten Eisenblechen ausgeführt und seitliche Verschiebungen der Hölzer teils durch 20 mm starke Schraubenbolzen, teils durch Spitzklammern und Laschen verhindert.

Der Kranz besteht im Querschnitt aus einem $\frac{24}{15}$ cm starken Holze, welches auf beiden Seiten durch einen aus je drei 2,5 cm starken Lagen gebildeten Bohlenbogen armiert ist. Die Ständer der beiden Stützen am Widerlager sind doppelt, $\frac{20}{20}$ cm stark und erleiden einen Druck von 31 kg pro qcm. Der Druck auf den mit Eisenring versehenen Eichenholzstempel der Sandtöpfe beträgt bei der Ausrüstung 72 kg pro qcm. Über und unter den Sandtöpfen liegt senkrecht zur Gewölbestirn eine Eichenbohle von $\frac{10}{38}$ cm Querschnitt.

Das Lehrgerüst des Comelle-Viaduktes auf der Linie Paris-Creil (F. 13, 19 m Spannweite) unterscheidet sich in der Anordnung der Binder von dem eben beschriebenen dadurch, dafs eine Durchführung von horizontalen Hölzern hier nicht beliebt worden ist.

Der Kranz ist ebenfalls in acht Teile eingeteilt, im übrigen gleicht das System dem Typus der Gerüste für Weiten von 5 bis 15 m, weil als Hauptkonstruktionsteil der Hängebock hervortritt, gegen dessen Streben die Zwischenknotenpunkte abgestützt sind. Die Hauptstreben sind in einer Länge von 11,12 m aus einem Stücke hergestellt und haben im unteren Teile $\frac{30}{30}$ cm, im oberen $\frac{20}{20}$ cm Stärke. Zur Absteifung der Konstruktion sind Andreaskreuze von $\frac{20}{10}$ cm starken Hölzern an der unteren Fläche sämtlicher Hauptstreben angebracht.

Bei dem sehr zweckmäfsig konstruierten Binder des Lehrgerüstes vom Aulne-Viadukt (T. XV, F. 1, 22 m Spannweite) ist besonders Wert auf die Durchführung von horizontalen Hölzern gelegt, aufserdem hat man vorsätzlich lange Hölzer in Anwendung gebracht, um die Anzahl der Fugen in den Stöfsen zu verringern.

Der Kranz ist in sechs Teile eingeteilt und die Hauptkonstruktionsteile sind: zwei Paar Hauptstreben (9,35 m bezw. 10,55 m lang), zwei Paar horizontale Doppelzangen (13,9 m bezw. 17,77 m lang), eine mittlere Hängesäule und zwei an dieselbe schliefsende Kopfbänder. Dazu kommen noch die Nebenstreben, welche unter den Kranzhölzern liegen. Die Binder setzen sich an den Auflagern auf zwei Doppelreihen von Schwellen, zwischen denen sich die Ausrüstungsvorrichtungen (Sandtöpfe) befinden. Die untere Schwellenreihe wird durch sechs Stück durch das Mauerwerk reichende Schienen getragen.

Da das Lehrgerüst 45 m hoch über Terrain zu liegen kam, so hatte man eine besonders starke Windverstrebung durch sechs horizontale Fetten und drei Systeme von Andreaskreuzen hergestellt, von denen das eine in einer Vertikalebene zu beiden Seiten der mittleren Hängesäule und jedes der beiden andern in 45° geneigt unter der Unterfläche der inneren Hauptstreben befestigt war. Unter der Annahme, dafs schon ein starker Windstofs erfolge, wenn das Lehrgerüst noch nicht eingeschalt und nur erst die

Befestigung der beiden grofsen, in 45° Neigung liegenden Andreaskreuze ausgeführt sei, berechnete man die durch den Gesamtdruck des Windes auf das Gerüst, welcher die Gröfse von ca. 23 t erreichte, in den $\frac{20}{10}$ cm starken Windstreben herbeigeführte gröfste Spannung mit 48 kg pro qcm. Dabei setzte man voraus, dafs die Kraft des Windstofses senkrecht zur Stirnfläche des Gerüstes für den ersten Binder 150 kg und für alle folgenden 75 kg pro qm betrage.

Das letzte Beispiel in der Reihe der auf T. XVI verzeichneten Lehrgerüste bildet das Gerüst vom Bau der Mosel-Brücke bei Pfalzel auf der Moselbahn (F. 15, 22 m Spannweite, 4,85 m Pfeil).

Es sind in jedem Binder 11 Knotenpunkte vorhanden, in denen radiale Doppelzangen die Kranzhölzer umfassen, um die Übertragung der Gewölbelast zu vermitteln. Zwischen dem ersten und zweiten Knotenpunkte, etwa 0,75 m über dem Kämpfer (dem für die Durchfahrt der Mosel-Dampfschiffe freizulassenden Profil entsprechend), geht ein horizontaler Balken durch, in welchen sich die vier von den Knotenpunkten 4, 6 u. 8 ausgehenden Streben mit Versatzung setzen. Die Last von den Knotenpunkten 2, 3, 5, 7, 9 u. 10 wird durch die radialen Zangen übertragen, welche an den Überschneidungsstellen sowohl mit den eben genannten Streben als auch mit dem Balken verbolzt sind. Von letzterem aus wird die Last auf die Lager auf jeder Seite mit Hilfe dreier Streben übergeführt. Die zunächst dem Mauerwerk liegenden Hauptstreben setzen sich mit ihrem oberen und unteren Ende gegen Fetten, welche zur Längsverbindung dienen und von denen die unteren über der Ausrüstungs-Vorrichtung (Vertikalschrauben) liegen. Die übrigen Einzelheiten sind aus der Zeichnung zu entnehmen.

Erwähnt zu werden verdient endlich noch das Lehrgerüst der Warthe-Brücke bei Wronke auf der Stargard-Posener Eisenbahn (23,22 m Spannweite, 4,39 m Pfeil) Fig. 21, S. 279, bei welchem ohne Durchführung eines horizontalen Balkens ein 13 Knotenpunkte aufweisender Lehrbogenkranz nur mit Hilfe von drei Haupt- und zwei Nebensprengwerken gegen die Lager abgestützt worden ist.

Da die Abmessungen der einzelnen Konstruktionsteile in den Figuren der Tafeln überall eingezeichnet sind, so sind dieselben in den vorstehenden Erläuterungen nicht stets besonders angegeben.

Litteratur,

Lehrgerüste betreffend.

Navier. Resumé des leçons données à l'école des ponts et chaussées sur l'application de la mécanique à l'etablissement des constructions et des machines. 1826—1838. Deutsch von Westphal. 1851, S. 317.

Bauernfeind. Vorlegeblätter zur Brückenbaukunde. 1853. II. Aufl. 1871.

Culmann. Theorie der Lehrgerüste. Im Programme der polyt. Schule zu Zürich. 18⁵⁷/₅₈.

Mathieu. Etude sur la construction des cintres des voutes et ponts. Nouv. ann. de la constr. 1862, S. 92.

Gesprengtes Lehrgerüst mit eisernem Zugband. Nouv. ann. de la constr. 1868, S. 91.

Morandière. Cintres, échafaudages et pont de service du pont de Montlouis sur la Loire. Nouv. ann. de la constr. 1870, S. 97.

Bukowsky. Über die Ausführung der Lehrgerüste für gewölbte steinerne Brücken. Mitteilungen des Arch.- u. Ing.-Ver. f. Böhmen. 1870, S. 49.

Dupuit. Traité de l'équilibre des voutes. 1870, S. 266.

Über Versetz- und Lehrgerüste. Engineer. 1873. I. S. 47, 62 u. a.

Heinzerling. Theorie und Anordnung der Lehrgerüste gewölbter Brücken. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 321.

Wittmann. Über den Druck der Gewölbe auf die Lehrgerüste. Zeitschr. d. bayer. Arch.- u. Ing.-Ver. 1874, S. 52 und 1875, S. 95.

Winkler. Vorträge über Brückenbau, gehalten an der k. k. technischen Hochschule in Wien. Lehrgerüste steinerner Brücken. (Für die Hörer des Verfassers als Manuscript gedruckt.) 1875.

Heinzerling. Die Brücken der Gegenwart. III. Abt. Hölzerne Brücken und Lehrgerüste. 1876, S. 14, 21 u. 31.

Deutsches Bauhandbuch. 1877. Bd. III. S. 332.

Lehrgerüste der Brücke über den Medway bei Maidstone (schmiedeiserne Blechbogen). Scientific Americ. Suppl. 1877. Nov. S. 1541.

Stübben. Mitteilungen über einige ausgeführte Lehrgerüste gröfserer Spannweite. Romberg's Zeitschr. f. prakt. Bauk. 1878, S. 85.

Wilke. Lehr- u. Arbeitsgerüste. Zeitschr. f. Bauhandw. 1879, S. 137.

D. Eigentliche Bauarbeiten.

§ 18. Allgemeines. Die Bauzeit einer grofsen Brücke bestimmt man nach Baujahren und für jedes Baujahr trifft man besondere Mafsnahmen über die zweckmäfsige Aufeinanderfolge der Bauarbeiten. Im allgemeinen sollen die Arbeiten auf die verschiedenen Jahreszeiten sich wie folgt verteilen:

in den Frühjahrsmonaten: Inangriffnahme des Baues, Fundamentierung u. s. w.;
in den Sommer- und Herbstmonaten: Ausführung der Widerlager und Pfeiler bis über den höchsten Wasserstand;
in den Wintermonaten: Anfertigung der Rüstungen, Beschaffung der Materialien, Herstellen und Reparieren der Baugeräte.

Die richtige Ausnutzung der Bauzeit und der Jahreszeiten ist auf den ordnungsmäfsigen Fortgang des Baues von erheblichem, oft entscheidenden Einflufs.

Der Inangriffnahme der Bauarbeiten geht die Absteckung des Bauwerkes und die Festsetzung der Höhenlage, nicht minder auch die Einrichtung des Bauplatzes (s. § 6) voraus. Der Aufbau der Fundamente erfolgt nach event. nochmaliger gründlicher Untersuchung des Untergrundes. Dann folgt die Ausführung der Widerlager und Pfeiler bis zur Kämpferhöhe und gleichzeitig die Hochführung der etwa dazu erforderlichen Gerüste, ferner die Aufstellung der Lehrgerüste, die Herstellung und Ausrüstung der Gewölbe. Die Vollendungsarbeiten erstrecken sich auf Hintermauerung des Gewölbes, Gewölbeabdeckung, Aufmauerung der Stirnen, Versetzen der Brüstungen und Geländer, Aufbringen der Fahrbahn u. s. w., das Ausfugen und die Beseitigung der Gerüste.

Da die Ausführung sich im allgemeinen nach bestimmten, von der Bauverwaltung zu erlassenden technischen Bedingungen regelt, so erscheint es zweckmäfsig, die nachfolgende Beschreibung der Arbeiten mit der Vorführung und Besprechung einiger Beispiele von solchen Bedingungen für kleine und grofse Brücken einzuleiten.

§ 19. Besondere technische Bedingungen.[30]) Es ist zur Zeit noch Gebrauch, in die besonderen technischen Bedingungen auch allgemeine Bestimmungen über Art der Verdingung, Kaution, Regelung der Zahlungen u. s. w. aufzunehmen. Zweckmäfsiger erscheint es, solche allgemeine Bestimmungen, welche nicht allein für den Bau einer

---

[30]) Von mehr als blofsem geschichtlichen Interesse sind auch die in Perronet's Werken in gröfster Ausführlichkeit mitgeteilten Baudispositionen und Specialbedingungen für Ausführung der Arbeiten an der Neuilly- und Mantes-Brücke. Dieselben könnten stellenweise noch heutzutage als Muster dienen.

Die Specialbedingungen für den Bau der berühmten Chester-Bridge über den Dee finden sich in dem Werke von Hann und Hosking. The theory, practice and architecture of bridges etc. Vol. II. Suppl. I., desgl. der London-Bridge: Cresy. An encyclopaedia etc. Vol. I, S. 455. Specialbedingungen für den Bau der französischen Brücken enthält auch Goschler. Traité pratique etc. Vol. I, S. 479 u. 500; für englische Brücken Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1862, S. 323 (Meyer. Über englische Eisenbahnbrücken), ferner Engineer. 1878. I, S. 148. Moorswater-Viadukt der Cornwall Bahn, ebendaselbst 1882. II, S. 291. Putney-Brücke, London; für amerikanische Brücken Scientific Americ. Suppl. Nov. S. 1541. 1877. Brücke über den Medway zu Maidstone und Steiner. Über Brückenbau in den Vereinigten Staaten u. s. w. 1878, S. 36.

Ferner vergleiche man den ersten Band dieses Handbuchs Kap. IV, insbesondere § 4. Vergebung der Arbeiten. Submissionsverfahren. § 5. Allgemeine Vertragsbedingungen. § 6. Formen der Verträge. Verfahren beim Abschlufs derselben.

Brücke, sondern für Ausführungen aller Art gemeinsam sind, von den rein technischen Bedingungen, welche jedesmal dem vorliegenden Falle anzupassen sind, zu trennen. Über die zweckmäfsigste Fassung der allgemeinen Bestimmungen für Vergebung von Bauausführungen gehen die Ansichten der Sachverständigen zwar auseinander.[31]) Neuerdings hat in dieser Sache aber ein wesentlicher Fortschritt dadurch stattgefunden, dafs in Preufsen seitens der zuständigen Behörde das Verdingungswesen anders geregelt ist.[32]) In Österreich scheinen sich die seitens der Oberbehörden aufgestellten Normen sogar auf die technischen Bedingungen zu erstrecken.[33])

In den folgenden Beispielen sind von denjenigen Paragraphen, welche allgemeine Bestimmungen enthalten, nur die Überschriften an betreffender Stelle angegeben; die technischen Vorschriften sind dagegen im Wortlaut mitgeteilt.

Das erste Beispiel bezieht sich auf den Bau einer Reihe von kleinen Brücken, welche in einer Eisenbahnlinie liegen.

I. Besondere Bedingungen

für die Ausführung von Brücken und Durchlässen und von Wege-Über- und Unterführungen auf der Strecke von . . . bis . . . der Zweigbahn . . . .

§ 1. Gegenstand der Unternehmung.

Gegenstand der Unternehmung ist die Ausführung der Maurerarbeiten zur Herstellung der Brücken und Durchlässe, sowie der Wege-Über- und Unterführungen, welche in dem beigefügten Verzeichnisse besonders aufgeführt sind, nach den anliegenden ... Blatt Zeichnungen und den zugehörigen, ebenfalls anliegenden Massenberechnungen und Beschreibungen und dem Preisverzeichnisse, einschliefslich der Lieferung der Abdeckplatten für die Pfeiler, die Flügel, Stirn- und Brüstungsmauern u. s. w., und der Flügelanfangssteine und ausschliefslich sämtlicher anderen Material-Lieferungen an Steinen, Kalk, Sand und Cement, unter den allgemeinen Bedingungen für die Ausführung der Bauarbeiten u. s. w., und unter den nachstehenden besonderen Bedingungen.

§ 2. Verdingung der Arbeiten.

§ 3. Kaution.

§ 4. Abschlagszahlungen. Schlufszahlung.

§ 5. Vollendungstermine. Preisermäfsigung.

§ 6. Art der Ausführung im allgemeinen.

Kein Bauwerk darf begonnen werden, bevor die Mittelachse desselben durch die Bauverwaltung abgesteckt und die Art und Tiefe der Fundierung durch dieselbe besonders angeordnet ist. Bevor mit dem Einbringen der Fundamentsteine bezw. des Betons in die Baugrube begonnen wird, mufs der Unternehmer dem Streckenbaubeamten anzeigen, dafs die Baugrube fertig ausgehoben ist. Durch diesen Beamten erfolgt alsdann die Abnahme der Fundamenttiefe, welche der Unternehmer jedesmal schriftlich anzuerkennen hat.

Erst nach dieser Anerkennung darf mit der Fundierung begonnen werden. In gleicher Weise soll die Abnahme und schriftliche Anerkennung der Höhenlage eines jeden Bankett- bezw. Mauerabsatzes erfolgen. Weicht der Unternehmer von diesen Bestimmungen ab, und beginnt mit einer der erwähnten Arbeiten vor erfolgter Abnahme, oder ist er bei der Abnahme nicht selbst zugegen oder durch einen Bevollmächtigten vertreten, so sind die bezüglichen Aufzeichnungen des Baubeamten allein für die Abrechnung mafsgebend und verzichtet der Unternehmer auf jeden Einspruch gegen die Richtigkeit der-

---

[31]) Vergl. Verhandlungen der Konferenz zur Abänderung der Bestimmungen über das Submissionswesen. Deutsche Bauz. 1884, S. 553.

[32]) Erlafs vom 17. Juli 1885, das Verdingungswesen betr.: Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 319, auch in der Deutschen Bauzeitung und im Wochenblatt für Baukunde abgedruckt. Dieser Erlafs enthält: I. Allgemeine Bestimmungen, betreffend die Vergebung von Leistungen und Lieferungen (1. Arten der Vergebung. 2. Verfahren bei Ausschreibungen. 3. Form und Fassung der Verträge. 4. Inhalt und Ausführung derselben. — Bedingungen für die Bewerbung um Arbeiten und Lieferungen). II. Allgemeine Vertragsbedingungen für die Ausführung von Hochbauten. — Zu vergleichen ist Deutsche Bauz. 1885, S. 4[illegible].

[33]) Über die Vergebung von Bauarbeiten bei den k. k. Staatseisenbahnbauten. Aufl. vom 6. Sept. 1876,



selben. Der Unternehmer stellt sämtliche zu den Absteckungen und Abnahmen nötigen Arbeitskräfte, Geräte und Instrumente unentgeltlich.

Die Bauverwaltung liefert in der Regel sämtliche Baumaterialien, mit Ausnahme der Abdeckplatten und der Flügelanfänger (pos. . . . des Preisverzeichnisses) auf einen in möglichster Nähe der Baustelle belegenen Lagerplatz. Der Unternehmer hat in der Regel jene Abdeckplatten und Flügelanfänger zu liefern und sämtliche Arbeiten nebst allen dabei vorkommenden Nebenarbeiten auszuführen, einschliefslich Beschaffung des dazu erforderlichen Wassers, derart, dafs sie zu den im Preisverzeichnisse angesetzten Preisen ganz fertig hergestellt werden. Namentlich gilt dies auch für die Bereitung des Mörtels und hat der Unternehmer in jedem einzelnen Falle besondere Anweisungen der Bauverwaltung über die Mischungsverhältnisse der Bestandteile einzuholen und hiernach den Mörtel entweder als Kalkmörtel aus Kalk und Sand, oder als Cementmörtel aus Cement und Sand, oder als verlängerten Cementmörtel (1 Teil Cement, 2½ Teile Kalk mit entsprechendem Sandzusatz) ohne Unterschied des Preises zu bereiten.

Der Unternehmer hat unentgeltlich dafür zu sorgen, dafs an denjenigen Stellen, wo der Verkehr während des Baues gefährdet werden könnte, rechtzeitig geeignete Vorkehrungen durch Einfriedigung und durch Erleuchtung u. s. w. der Arbeitsplätze, zur Abwendung von Verkehrsstörungen oder Gefahr getroffen werden.

Nach Beendigung des Baues hat der Unternehmer nicht nur die Baustellen unentgeltlich gänzlich zu räumen, zu reinigen und zu ebnen, sondern auch die Materialien-Lagerplätze, derart, dafs alle etwa übrig bleibenden Baumaterialien und Überreste nach näherer Vorschrift beseitigt oder ordnungsmäfsig aufgesetzt werden.

Zu § 6 ist zu bemerken, dafs die vorgeschriebene schriftliche Anerkennung der Höhenlage jedes Fundamentabsatzes oder dergl. seitens des Unternehmers wohl etwas viel verlangt ist. Es werden sich die genauen Fundamenttiefen und Mauermassen in Übereinstimmung mit dem Unternehmer meistens wohl auf weniger umständlichem Wege feststellen lassen (vergl. § 7 der besonderen Bedingungen unter II.).

§ 7. Art der Ausführung im besonderen.

Im besonderen wird zu den einzelnen Positionen des Preisverzeichnisses Folgendes bemerkt:

Zu pos. . . . Die Baugruben dürfen nicht weiter und nicht tiefer gemacht werden, als die Beschaffenheit des Bodens und die Möglichkeit einer bedingungsmäfsigen Ausführung der Maurerarbeiten dies nach dem Ermessen der Bauverwaltung durchaus nötig macht. Die Sohlen der Fundamentgruben bezw. die einzelnen Abtreppungen derselben müssen stets wagrecht abgeglichen werden.

Zu pos. . . . Während der Ausführung des Fundamentmauerwerks mufs die Baugrube stets trocken gehalten werden, und zwar, nach Mafsgabe der örtlichen Verhältnisse und nach dem Ermessen der Bauverwaltung, entweder durch Ableitung des Wassers mittels Gräben, oder durch Ausschöpfungen. Die Kosten der Ausschöpfungen, soweit solche von der Bauverwaltung für nötig erachtet werden, übernimmt die letztere derart, dafs der Unternehmer die erforderlichen Arbeiter und die gewöhnlichen Schöpfvorrichtungen (einfache Handpumpen, Eimer, Wurfschaufeln, Rinnen u. s. w.) vorhält, wogegen ihm der Tagelohn der Schöpfmannschaften nach dem Preisverzeichnisse vergütet wird. Es dürfen niemals mehr und niemals weniger Arbeiter bei den Ausschöpfungen beschäftigt werden, als nach dem Ermessen der Bauverwaltung zum ungehinderten Fortgange des Arbeitsbetriebes erforderlich sind. Beschäftigt der Unternehmer mehr Arbeiter, so hat er die Tagelöhne für die zu viel beschäftigten ohne Entschädigung selbst zu zahlen.

Zu pos. . . . Das Fundamentmauerwerk der Brücken und Durchlässe soll in der Regel aus gesprengten Feldsteinen oder Bruchsteinen in reinem Cementmörtel, das der Wege-Über- und Unterführungen ebenso in verlängertem Cementmörtel ausgeführt werden.

Zu pos. . . . Das aufgehende Mauerwerk der Brücken und Durchlässe soll unter dem mittleren Wasserstande in reinem, darüber in verlängertem Cementmörtel hergestellt werden. Wird dasselbe aus Ziegelsteinen ausgeführt, so sind dieselben sorgfältig nach besonderer Vorschrift auszusuchen, namentlich dürfen die weniger hartgebrannten und blasseren Steine (II. Klasse), wo solche vorhanden sind, nur über dem mittleren Wasserstande und nur im Innern der Mauern verwendet werden. Blasse Steine, welche in den sichtbaren Flächen vermauert werden sollten, müssen unentgeltlich entfernt und durch vorschriftsmäfsige ersetzt werden. Sämtliche Steine müssen vor dem Vermauern gehörig eingewässert werden. Die Fugen der später mit Erde zu verschüttenden Flächen sind in der Regel mit verlängertem Cementmörtel gut, voll und glatt zu verstreichen, sodafs nirgends Feuchtigkeit in dieselben eindringen kann. Auf Verlangen sind diese Flächen zu berappen.



Zu pos. . . . Bei den Abdeckplatten wird nur der wirklich verlegte Flächeninhalt der Platten, mögen dieselben recht- oder schiefwinkelig begrenzt sein, berechnet und bezahlt.

Zu pos. . . . Ebenso soll bei Berechnung der Werksteine nur der wirkliche Kubikinhalt der fertigen Steine in Ansatz gebracht werden.

Zu § 7 ist zu bemerken, daſs es vor allem darauf ankommt, den Text der einzelnen Positionen des Preisverzeichnisses ausführlich und klar genug zu halten. Die am Schlusse des Textes einer Position oft beliebte bequeme, aber gefährliche Redewendung: „einschlieſslich aller Nebenarbeiten" hat schon viele Streitfälle hervorgerufen. Es ist oft gar nicht leicht, zu entscheiden, was als eine Nebenarbeit zu bezeichnen ist oder nicht.

§ 8. Bewachung und Verwendung des Baumaterials.

Die Bauverwaltung überweist dem Unternehmer beim Beginn der Arbeit gegen Quittung entweder die sämtlichen Baumaterialien, oder einen bestimmten Teil und später den Rest derselben. Der Unternehmer hat dann sowohl für die sachgemäſse und kunstgerechte Verwendung der Materialien, als auch für ihre Bewachung Sorge zu tragen, und muſs in jeder Beziehung sparsam mit denselben umgehen. Mit Bezug auf § . . . . der allgemeinen Bedingungen haftet der Unternehmer bis zur Schluſsabnahme nicht nur für alle an den Arbeiten und Materialien vorkommenden Beschädigungen und Entwendungen, sondern er hat namentlich auch der Bauverwaltung allen durch bedingungswidrige Arbeit und durch mangelhafte Bewachung herbeigeführten Materialverlust zu ersetzen.

§ 9. Teilweise Ausführung durch andere Unternehmer.

Die Bauverwaltung behält sich vor, nach ihrem Ermessen einzelne der im Preisverzeichnisse, namentlich die unter pos. . . . aufgeführten Arbeiten ganz oder teilweise in Tagelohn oder durch einen anderen Unternehmer ausführen zu lassen.

§ 10. Schluſsabnahme. Garantie.

Die Schluſsabnahme erfolgt spätestens sechs Wochen nach bedingungsmäſsiger Ausführung sämtlicher Arbeiten. Nach geschehener Abnahme leistet der Unternehmer noch ein Jahr Garantie für alle Schadhaftigkeiten, welche aus mangelhafter Arbeit oder infolge von ihm gelieferten schlechten Materials entstehen, dergestalt, daſs er verpflichtet ist, alle dadurch bedingten Reparaturen und Neubeschaffungen innerhalb der durch die Bauverwaltung angesetzten Fristen unentgeltlich zu besorgen, widrigenfalls sie auf seine Kosten bewirkt werden.

§ 11. Kunstgegenstände, Altertümer u. s. w.

Vorstehende Bedingungen werden mit Bezug auf . . . Angebot vom . . ten . . . . . . 18 . . als maſsgebend anerkannt.

. . . . den . . ten . . . . . 18 . . D . . Unternehmer.

Für den Fall, daſs die Vergebung nur nach einem einzigen Einheitspreise pro Kubikmeter erfolgt, ist es nötig in den Bedingungen, um Meinungsverschiedenheiten bei der Massenberechnung u. s. w. zu vermeiden, folgende Punkte vorher festzusetzen:

1. in welcher Weise die Gesamtmasse des Bauwerks bei der Schluſsabnahme berechnet werden soll, ob z. B. Sohlenpflaster, Pflaster zwischen den Flügeln und bei Wege-Überführungen mit eingerechnet und als Bauwerksmasse bezahlt werden soll, oder ob die Pflasterung u. s. w., ohne daſs dieselbe als Masse mitgerechnet wird, unentgeltlich für den Einheitspreis mit ausgeführt werden muſs;
2. in welcher Weise eine Grenze gezogen werden soll zwischen Erdarbeiten, die besonders vergütet werden, und Erdarbeiten, welche als Fundamentaushub unentgeltlich für den Einheitspreis mit zur Ausführung kommen müssen.

Meinungsverschiedenheiten in dieser Beziehung können entstehen, wenn z. B. ein Bauwerk am starken Hange oder so tief gelegen ist, daſs die Terrainlinie weit über Fundamentoberkante einschneidet. In solchen Fällen empfiehlt es sich ein für allemal einen bestimmten Prozentsatz vom Inhalt der Fundamente als diejenige Maximalleistung an Erdarbeit festzusetzen, welche unentgeltlich als Fundamentaushub auszuführen sein wird, oder auch eine bestimmte Horizontalebene etwa 1 bis 2 m über der Fundament-



oberkante vorzuschreiben, bis zu welcher alle Erdarbeiten als Fundamentaushub angerechnet werden.

Das folgende Beispiel bezieht sich auf den Bau eines gröfseren Viadukts. Das zugehörige Preisverzeichnis folgt in § 37.

II. Besondere Bedingungen

für die Ausführung der Maurer- und Steinhauerarbeiten, sowie der Arbeits- und Lehrgerüste zur Herstellung des Viadukts bei Ottersweiler, Kilom. 4,3 bis 4,5 der Eisenbahn von Zabern nach Wasselnheim.

§ 1. Gegenstand des Verdings.

Gegenstand des Verdings ist die Ausführung der Erd-, Maurer- und Steinhauerarbeiten, sowie der Arbeits- und Lehrgerüste einschliefslich Material-Lieferung für den Viadukt bei Ottersweiler in Kilometer 4,3 bis 4,5 der Eisenbahn von Zabern nach Wasselnheim.

§ 2. Umfang der Arbeiten.

§ 3. Form der Angebote (Offerten).

§ 4. Allgemeine Bedingungen.

Die dann folgenden §§ 5 bis 12 enthalten die eigentlichen technischen Bedingungen.

§ 5. Die Ausführung der in Rede stehenden Arbeiten erfolgt nach den dem Verding zu Grunde liegenden Zeichnungen, Massen- und Kostenberechnungen. Binnen acht Tagen nach Erteilung des Zuschlags hat sich der Unternehmer in dem Geschäftslokale des betreffenden Abteilungsbaumeisters einzufinden, um zwei von demselben beglaubigte Exemplare der dem Verding zu Grunde gelegten Zeichnungen und Berechnungen zu vollziehen. Das eine wird dem Unternehmer gegen Empfangsbescheinigung ausgehändigt, das andere bei der Bauverwaltung niedergelegt.

Die einzelnen Arbeiten müssen nach den Regeln der Kunst und in der besten Konstruktionsweise mit aller Sorgfalt ausgeführt werden. Die Art der Ausführung richtet sich nach den im anliegenden Preisverzeichnis dafür enthaltenen Angaben, sowie nach den in den folgenden Paragraphen getroffenen Bestimmungen und nach den besonderen Angaben des Abteilungsbaumeisters. Als solche Anweisungen sind auch die von letzterem dem Unternehmer etwa mitzuteilenden Detailzeichnungen zu betrachten.

§ 6. Zur Bestimmung der Lage der einzelnen Pfeiler läfst die Bauverwaltung die beiden Achsen derselben abstecken nnd eine genügende Anzahl von Höhenpunkten einrichten; für den sicheren Schutz der dem Unternehmer übergebenen Richtungs- und Höhenpunkte gegen etwaige Beschädigungen hat der Unternehmer zu sorgen, auch zur Vornahme aller anderen Messungen das nötige Personal nebst Gerätschaften unentgeltlich zu stellen.

§ 7. Die Erdausgrabungen zu den Fundamenten, sowie der etwa nötige Transport des überflüssigen bezw. des zur Verfüllung erforderlichen Bodens müssen nach näherer Anleitung des bauleitenden Beamten vom Unternehmer geschehen. Die Sohle der Baugrube erhält dabei solche Abmessungen, dafs die untere Böschungsfläche überall 0,1 m von der untersten Schicht des Mauerwerkes entfernt bleibt. Die ausgehobene Erde ist in mindestens 2 m Entfernung vom oberen Rande der Baugrube zu lagern, falls dieselbe nicht auf Anordnung des bauleitenden Beamten weiter transportiert und in den Damm verkarrt wird. Die Vergütung für diesen Transport ist, falls er nicht mehr als 150 m beträgt, in dem im Preisverzeichnisse enthaltenen Einheitspreise einbegriffen und stehen hierfür dem Unternehmer keine weiteren Ansprüche zu.

Die Hinterfüllung des Mauerwerks darf nur nach erfolgter Genehmigung des bauleitenden Beamten in dünnen Lagen geschehen, welche einzeln fest zu stampfen sind. Die Tiefe der Baugrube wird während der Arbeit von dem Abteilungsbaumeister festgestellt und es wird vor Beginn der Maurerarbeiten eine Handzeichnung der Abmessungen der Baugrube und der Fundamenttiefe mit eingeschriebenen Mafsen von dem bauleitenden Beamten angefertigt, welche von dem Unternehmer anzuerkennen ist und für die Berechnung des Fundamentmauerwerks mafsgebend bleibt. Die Baugrube ist während der Arbeit durch Ableitung des Wassers mittels Gräben oder durch Ausschöpfen trocken zu erhalten. Die Kosten der Wasserschöpfung werden dem Unternehmer seitens der Bauverwaltung derart ersetzt, dafs ihm der Tagelohn der dabei beschäftigt gewesenen Arbeiter nach Mafsgabe des im Preisverzeichnis festgestellten Satzes vergütet wird. Mit dem Ausschöpfen soll jedoch nicht früher begonnen werden, als bis sämtliche Geräte und Mannschaften, welche zum unausgesetzten regelmäfsigen Betriebe der Arbeit erforderlich werden, an Ort und Stelle sind und bevor nicht der Abteilungsbaumeister den Beginn des Ausschöpfens angeordnet hat. Die zum Ausschöpfen der Baugruben erforderlichen Handpumpen stellt die Bauverwaltung; jedoch hat der Unternehmer den Transport derselben von und nach der Baustelle unentgeltlich zu besorgen. Die Bestimmung darüber,

wie viel Pumpen einzustellen sind, steht allein dem Abteilungsbaumeister zu. Der Bauverwaltung steht es frei, statt mit Handpumpen mittels Dampfpumpen die Baugrube trocken zu legen.

§ 8. Der Mauerverband mufs überall tüchtig und kunstgerecht ausgeführt und das zur Verwendung kommende Material zweckmäfsig benutzt werden; Bruch- und Werksteine müssen auf ihr natürliches Lager gelegt werden und dürfen nicht auf dem Kopfe stehen. Ecken, Nischen, Vorsprünge und Durchbrechungen sind mit besonderer Sorgfalt anzulegen. Zu dem Fundamentmauerwerk sind die gröfsten Bruchsteine auszuwählen und alle Zwischenräume mit passenden Steinstücken in Mörtel auszufüllen. Jedes Bankett ist nach der Wage abzugleichen. Die oberste Bankettschicht unter dem aufgehenden Mauerwerk ist als Binderschicht aus langen, gleich hohen, prismatischen Bruchsteinen, welche eine Lagerfläche von mindestens 0,5 qm haben, verbandmäfsig herzustellen. Bei gröfserer Höhe der Fundamente ist alle 2 m eine Binderschicht anzuordnen.

Das aufgehende Mauerwerk ist aus Bruchsteinen mit einzelnen, in Entfernungen von nicht über 2 m liegenden Binderschichten herzustellen und erhält an den Sichtflächen eine Verblendung von Mantelsteinen. Diese Binderschichten werden aus prismatischen, gleich hohen Bruchsteinen hergestellt in der Art, dafs bei den Mittelpfeilern abwechselnd 2 und 3 Steine auf die Dicke des Pfeilers gehen, während bei den stärkeren Widerlagspfeilern dieselben verbandsmäfsig so einzurichten sind, dafs die einzelnen Steine eine Lagerfläche von mindestens 0,5 qm haben; die Stirnen der Binderschichten sollen in den sichtbaren Mauerflächen zugleich als Mantelsteine bearbeitet sein und darf durch dieselben der sonstige Verband nicht gestört werden. Die Schicht unter den Gewölben soll jedesmal eine Binderschicht sein.

Die Verkleidung aus Mantelsteinen erhält horizontale Schichten mit vertikalen Stofsflächen in den einzelnen Steinen. Die Höhe der Steine in den einzelnen Schichten, in deren jeder stets ein Läufer mit einem Binder abwechseln soll, mufs gleich, und nicht kleiner als 0,30 m sein; bei Anwendung verschieden hoher Schichten sind die stärkeren zu den Sockeln und dem unteren Teil der Pfeilerschäfte zu benutzen. Die Läufer in den Mantelsteinschichten dürfen höchstens 0,70 m lang und müssen wenigstens 0,30 m bereit sein; die Binder müssen wenigstens 0,30 m lang und 0,60 m breit sein. Die Mantelsteine sind an den Sichtkanten mit einem Scharierschlage zu versehen und ist die von diesem Schlage eingeschlossene Fläche sauber zu spitzen oder zu kröneln. Für die vorschriftsmäfsige Bearbeitung der Mantelsteine wird pro Quadratmeter Sichtfläche eine besondere Zulage (vergl. das Preisverzeichnis) in Rechnung gestellt.

Diejenigen Aufsenflächen des Mauerwerks, welche später mit Erde verfüllt werden und nicht sichtbar bleiben, sind mit Mörtel zu verstreichen, wofür eine besondere Vergütung nicht gewährt wird. Die zur Entwässernng des Bauwerks in den Widerlagspfeilern einzumauernden Röhren werden von der Bauverwaltung geliefert, müssen jedoch ohne besondere Entschädigung nach Vorschrift des leitenden Baubeamten eingemauert werden; desgleichen hat Unternehmer die zur Anbringung der Schienen für das Lehrgerüst notwendigen Kanäle in dem Mauerwerk auszusparen und nach Ausrüstung der Gewölbe mit hinreichend langen Steinen zu schliefsen.

Die Gewölbe werden, mit Ausnahme derjenigen für die Entlastungsräume, aus Werksteinen mit central bearbeiteten und gut gespitzten Lager- und Stofsfugen, sowie sauber gespitzten oder gekrönelten Sichtflächen hergestellt; die Gewölbsteine müssen sämtlich durch die ganze Stärke des Gewölbes durchgreifen. Wie aus dem Längsschnitt der Gewölbe ersichtlich, sollen dieselben durch radial gefertigtes Bruchsteinmauerwerk nach den Widerlagern zu verstärkt werden, sodafs die Werksteine am Kämpfer schwächer, am Scheitel stärker als 0,70 m sind; bei der Berechnung wird jedoch das Gewölbe gleichmäfsig als 0,70 m stark angenommen und die Verstärkung als gewöhnliches Bruchsteinmauerwerk angesehen.

Die Werksteine und Platten sind den Zeichnungen und Angaben des Abteilungsbaumeisters gemäfs zuzurichten, die ersteren in den Sichtflächen sauber zu scharieren und zu profilieren, in den Lager- und Stofsflächen zu spitzen, die letzteren nur zu spitzen. Die Versetzung der Werksteine und Platten u. s. w. mufs mit grofser Vorsicht geschehen; etwa beschädigte Materialien dürfen nicht durch eingesetzte Stücke oder Cement ausgeflickt werden und müssen durch neue ersetzt werden.

Die Flachschichten aus gebrannten Ziegeln, mit welchen die Gewölbe-Hintermauerung und die Sohle der Entlastungsräume abgedeckt werden sollen, sind mit vollen Mörtelfugen genau nach dem Richtscheit anzulegen und mufs das darunter befindliche Mauerwerk zu diesem Behufe bei der Ausführung gehörig abgeglichen werden. Die Ziegelsteine zu diesen Flachschichten, sowie zu den Gewölben über den Entlastungsräumen sollen, wenn dies für die gute Bindekraft des Mörtels erforderlich ist, mit Wasser genäfst werden. Über die Notwendigkeit befindet der Abteilungsbaumeister unter Berücksichtigung der Natur der Steine und des Mörtels. Sämtliches Mauerwerk soll nach der Ausführung des ganzen Bauwerks von Kalk- und anderen Flecken gereinigt und sodann mit Cementmörtel gefugt werden. Die zu dieser Arbeit erforderlichen Gerüste und Geräte sind von dem Unternehmer ohne besondere Vergütung zu stellen.

§ 9. Die Lieferung der erforderlichen Mauermaterialien, als Bruch- und Werksteine, Platten, Schnittsteine, Gewölbesteine, Ziegelsteine, Sand, Kalk u. s. w. übernimmt der Unternehmer, desgl. die Zubereitung des Mörtels. Von allen von dem Unternehmer zu liefernden Materialien mufs eine Probe vor Abschlufs des Vertrages an den Abteilungsbaumeister eingeliefert werden, welche, nachdem sie von diesem Beamten für gut und entsprechend befunden ist, mit dem Petschaft des Unternehmers besiegelt und im Abteilungsbureau niedergelegt werden mufs, da sie für die Ausführung der betreffenden Lieferung bezw. für die Entscheidung bei eintretenden Meinungsverschiedenheiten mafsgebend sein soll.

Die zu verarbeitenden Bruchsteine müssen von genügender Festigkeit und wetterbeständig sein. Dieselben müssen wenigstens zur Hälfte aus Stücken von 0,05 cbm bestehen und zugleich so lagerhaft und köpfig sein, dafs sich davon ein dauerhaftes Mauerwerk von regelrechtem Verbande und sauberem Ansehen nach den Bestimmungen der vorhergehenden Paragraphen fertigen läfst.

Die Steine für das Mantel- und Gewölbemauerwerk sowie die Schnitt- und Werksteine müssen von durchaus gleichmäfsiger und fester Qualität sein und den besten Bänken anerkannt guter Brüche und keinenfalls dem Tagesgestein entnommen werden, sie müssen gleichmäfsig feines Korn haben, ohne Klüfte, Sprünge oder Stiche und überhaupt vollkommen fehlerfrei beschaffen sein.

Die in Anwendung kommenden Mauerziegel müssen aus bestem, kalkfreien Thon gefertigt, von einerlei Form, tüchtig durchgebrannt, wetterbeständig, hart und von ganz regelmäfsiger Form sein.

Als Kalk hat der Unternehmer durchweg Schwarzkalk bester Qualität zu verwenden.

Der erforderliche Cement wird dem Unternehmer von der Bauverwaltung überwiesen, jedoch hat derselbe das Abladen und den Transport desselben in die Depots bezw. vom Depot nach der betreffenden Verwendungsstelle bis zu 400 m Entfernung auf eigene Kosten zu bewirken. Auf dem Transport oder der Verwendungsstelle beschädigtes Material hat der Unternehmer zu ersetzen, bezw. wird dessen Wertbetrag dem Gesamtguthaben des Unternehmers in Abrechnung gebracht. Derselbe darf unter keiner Bedingung von der Bauverwaltung beschafftes, ihm jedoch von dem bauleitenden Beamten noch nicht überwiesenes Material zur Verwendung bringen.

Der Mauersand mufs scharf und nicht zu feinkörnig, nötigenfalls gesiebt und durchaus ohne fremde Bestandteile sein.

Die Mörtelbereitung mufs mit aller Sorgfalt geschehen und hat sich der Unternehmer hinsichtlich des dabei zu beobachtenden Verfahrens, der Auswahl und des Mischungsverhältnisses der Bestandteile ganz den Anordnungen des bauleitenden Beamten zu unterwerfen. Das Ausheben der Kalkgruben, sowie das Wiederverfüllen derselben, das Herbeischaffen des Wassers zum Löschen des Kalkes bezw. zur Mörtelbereitung ist Sache des Unternehmers. Der Mörtel mufs vollständig in der Mörtelbank fertig bereitet werden, sodafs die zu demselben verwendeten Materialien ein vollkommen gleichmäfsiges und inniges Gemenge bilden. Abgestandener Mörtel darf unter keinen Umständen verwendet werden. Es wird festgesetzt, dafs der Kalkmörtel in sechs Stunden, der verlängerte Cementmörtel in zwei Stunden und der Cementmörtel in einer Stunde nach der Bereitung als abgestanden und unbrauchbar geworden zu betrachten ist.

Zu dem Fundament- und Gewölbemauerwerk sowie zu den Ziegelflachschichten soll verlängerter Cementmörtel, bestehend aus 1 Teil Cement, 2 Teilen Kalk und 6 Teilen Sand, verwandt werden, während das übrige Mauerwerk mit gewöhnlichem Kalkmörtel hergestellt werden soll; es wird jedoch dem Abteilungsbaumeister vorbehalten, bei der Ausführung des Bauwerks näher zu bestimmen, an welchen Stellen Kalkmörtel, verlängerter oder reiner Cementmörtel angewandt werden soll.

Sämtlicher Cement wird von der Bauverwaltung geliefert, ohne dafs in dem von dem Unternehmer im Preisverzeichnis für die betreffende Arbeit ausgeworfenen Preise eine Änderung eintritt und ohne Rücksicht darauf, ob zum Mörtel mehr oder weniger Sand und Kalk verbraucht worden, oder ob die Mörtelbereitung mehr oder weniger kostspielig geworden ist. Bei der Bereitung des Cementmörtels mufs der Cement mit dem Sande, welcher rein und trocken sein mufs, in einer besonderen Pfanne vorher auf das Sorgfältigste vermengt werden. Das erforderliche Wasser wird diesem Gemenge sodann erst auf der Verwendungsstelle zugesetzt. Bei der Bereitung von verlängertem Cementmörtel wird dem sorgfältig angefertigten Kalkmörtel der Cement nachträglich zugesetzt und das Ganze in der Weise durchgearbeitet, dafs eine vollständig gleichmäfsige Verteilung des Cementzusatzes stattfindet. Bilden sich bei der Bereitung dieses Mörtels kleine Klumpen, so müssen dieselben sorgfältig zerteilt werden.

§ 10. Der Unternehmer mufs die erforderlichen Materialien stets in solcher Menge an der Baustelle vorrätig haben, dafs das Bedürfnis damit mindestens sechs Tage bestritten werden kann. Die Materialien dürfen nicht eher verarbeitet werden, als bis sie von dem ausführenden Baubeamten geprüft und für gut befunden worden sind. Alles nach dem Urteile des letzteren nicht zulässige Material hat der Unternehmer binnen zwei Tagen nach der Aufforderung vom Bauplatze zu entfernen und ist die Bauverwaltung er-

mächtigt, bei wiederholter Anlieferung untauglichen Materials selber anderweitig taugliches anzukaufen und den Betrag hierfür von dem Guthaben oder der Kaution des Unternehmers in Abzug zu bringen. Meinungsverschiedenheiten über die Brauchbarkeit des Materials entscheidet das deputierte technische Mitglied der kaiserlichen Generaldirektion endgiltig.

Als Bauplatz wird dem Unternehmer das erforderliche Terrain überwiesen; für die Herstellung der Zufuhrwege hat derselbe jedoch ohne Anspruch auf besondere Entschädigung selbst zu sorgen. Nach Vollendung des Baues hat der Unternehmer sämtliche ihm überwiesene Arbeitsplätze unentgeltlich vom Bauschutt zu säubern.

Bei Frostwetter und starkem Regen müssen die angefangenen Mauerteile gegen das Ausfrieren oder Auswaschen des Mörtels geschützt werden; Mauerteile, deren Verbindung durch Frost oder Regen gelitten hat, ist der Unternehmer verpflichtet ohne Anspruch auf Entschädigung abzubrechen und neu aufzuführen.

§ 11. Zum Transport der verschiedenen Materialien nach den einzelnen Stellen des Bauwerks soll zu beiden Seiten desselben ein hölzernes Gerüst nach den beigefügten Zeichnungen erbaut werden, welches so eingerichtet ist, dafs die horizontale Konstruktion (Brückenbahn, Sprengwerke und Langbalken) nach Vollendung des von einer Etage aus zu fertigenden Mauerwerks auf die Höhe der nächsten Etage gehoben werden kann. Die Herstellung des Fundaments und Holzwerks nebst Bohlenbelag, sowie das Liefern und Anbringen sämtlicher Bolzen, Anker, Verklammerungen u. s. w. wird nach den Einzelpreisen des Preisverzeichnisses von der Bauverwaltung bezahlt, dagegen hat der Unternehmer ohne Anspruch auf eine besondere Entschädigung die erforderlichen Arbeiten zur Hebung des Gerüstes zu fertigen und die nötigen Geräte und Hebewerkzeuge hierzu zu stellen. Ferner hat der Unternehmer die Beschaffung und Herstellung der erforderlichen Transportbahnen auf und neben den Gerüsten, die Herstellung der etwa erforderlichen Zwischengerüste, sowie die Gestellung aller Werkzeuge und Maschinen zum Heben des Materials auf seine Kosten zu bewerkstelligen; von letzteren sind jedoch vor der Ausführung dem Abteilungsbaumeister Zeichnungen vorzulegen und etwaige Anstände desselben zu berücksichtigen, auch behält sich die Bauverwaltung das Recht vor, die Anzahl der erforderlichen Hebevorrichtungen zu bestimmen. Etwaige zweckmäfsige Vorschläge und billige Wünsche des Unternehmers in betreff der Herstellung der Gerüste können von der Bauverwaltung berücksichtigt werden und werden die aus eintretenden Änderungen hervorgehenden Mehr- oder Minderarbeiten nach den Sätzen des Preisverzeichnisses bezahlt werden.

Nach Vollendung des Bauwerks ist das Gerüst von dem Unternehmer ohne weitere Entschädigung abzubrechen und sind die Hölzer, Eisenteile u. s. w. nach Anordnung des Abteilungsbaumeisters ordnungsmäfsig aufzustapeln. Alle Holz- und Eisenteile des Gerüstes verbleiben der Eisenbahnverwaltung, dagegen bleiben die von dem Unternehmer gestellten Transportbahnen, Geräte und Maschinen in dessen Besitz.

§ 12. Die Herstellung der Gewölbe soll in Gruppen von je vier Bogen erfolgen; die Anfertigung und Aufstellung der hierzu notwendigen Lehrbögen wird dem Unternehmer nach den in dem anliegenden Preisverzeichnisse enthaltenen Einzelpreisen bezahlt, die Schienen zum Auflager der Lehrbögen, sowie die Vorrichtungen zum Heben und Senken derselben stellt die Bauverwaltung, jedoch hat der Unternehmer, nachdem ihm diese Gegenstände an einem Punkte der Baustelle übergeben sind, deren weiteren Transport und Anbringung unentgeltlich zu bewerkstelligen. Das Ausrüsten der Gewölbe, die jedesmalige Beseitigung, den Transport und die Wiederaufstellung der Lehrgerüste hat der Unternehmer ebenfalls ohne Anspruch auf eine besondere Entschädigung zu bewirken. Das Ausrüsten der Gewölbe darf nur mit Genehmigung des bauleitenden Beamten und unter Beachtung der von demselben zu erteilenden Vorschriften geschehen und mufs dabei die gröfste Vorsicht beobachtet werden.

Die Lehrgerüste einschliefsl. der an denselben angebrachten Schrauben, Anker und Verklammerungen, Gerüstschrauben, Schienen u. s. w. bleiben nach der Ausführung Eigentum der kaiserlichen Eisenbahndirektion und hat Unternehmer dieselben dem zur Abnahme bestimmten Beamten an einem ihm zu bezeichnenden Punkte der Baustelle zu übergeben.

§ 13. Vollendungstermin.

Die in dieser Unternehmung begriffenen Arbeiten müssen längstens 14 Tage nach erfolgter Zuschlagserteilung angefangen und sodann mit gleichmäfsiger Thätigkeit so betrieben werden, dafs dieselben unfehlbar am . . . .
vollendet sind.

Hierbei wird vorausgesetzt, dafs der Unternehmer nach Erteilung des Zuschlags sogleich einen Teil des zum Angriff der Arbeiten nötigen Terrains und die sämtlichen zur Ausführung erforderlichen Grundstücke längstens drei Monate später vollständig überwiesen erhält. Sollte die Erwerbung einzelner

Grundstücke erst später zu Stande kommen und der Unternehmer dadurch in der Ausführung der betreffenden Arbeiten aufgehalten werden, so soll ihm auf seinen beim Abteilungsbaumeister schriftlich zu stellenden Antrag zu deren Beendigung eine verhältnismäfsige Fristverlängerung bewilligt werden.

Glaubt der Unternehmer beim Betriebe der Arbeiten seitens der Bauverwaltung in anderer Weise irgendwie aufgehalten zu werden, so hat derselbe unter Anführung der vermeintlichen Behinderungen dem Abteilungsbaumeister sofort schriftlich Anzeige zu machen. Ob wirklich eine derartige Behinderung vorliegt und ob, event. um wieviel Tage der Termin für die Beendigung der betreffenden Arbeiten aus diesem Grunde hinauszuschieben ist, darüber hat allein die Generaldirektion zu befinden, deren Entscheidung sich der Unternehmer unbedingt unterwirft. Unterläfst derselbe die vorgedachte Anzeige, so kann er aus einer solchen Behinderung später keinenfalls einen Anspruch auf Verlängerung des Termins herleiten.

Um die Fortschritte der Arbeiten jederzeit kontrolieren zu können, wird in näherer Ausführung des Artikels ... der allgemeinen Bedingungen hierdurch festgesetzt, dafs die von dem Unternehmer angestellten Aufseher, Werkmeister, Poliere, Vorarbeiter u. s. w. dem Abteilungsbaumeister alle 14 Tage einen Arbeits-Rapport nach den vorgeschriebenen Formularen einzureichen haben, für deren Richtigkeit der Unternehmer verantwortlich ist.

§ 14. Konventional-Strafe.

§ 15. Abnahme.

Der Tag der Beendigung der Arbeiten wird durch das Abnahme-Attest des Abteilungsbaumeisters endgiltig als solcher festgesetzt.

In Erweiterung des Artikels . . . der allgemeinen Bedingungen wird festgesetzt, dafs nach bedingungsgemäfser Vollendung der Arbeiten, welche den Gegenstand der Unternehmung bilden, unter Zuziehung des Unternehmers eine vorläufige Abnahme und die Aufstellung der Schlufsrechnung der Arbeiten erfolgt. Nach dieser vorläufigen Abnahme kann das Bauwerk seitens der Bauverwaltung zu Materialtransporten benutzt werden. Der Unternehmer bleibt jedoch noch ein Jahr über diesen Termin hinaus für die bedingungs- und vertragsgemäfse Ausführung jener Arbeiten verhaftet, und verbunden, alle zur regelrechten Instandhaltung derselben notwendigen Nachhilfen und Reparaturen auf eigene Kosten und ohne Entschädigung zu besorgen. Erst nach Ablauf eines Jahres werden die ausgeführten Arbeiten nach nochmaliger Prüfung der vertragsgemäfsen Ausführung endgiltig übernommen und die Kaution zurückgezahlt.

Bei dieser endgiltigen Abnahme mufs der Unternehmer den Bau mit allem Zubehör in völlig gutem und vertragsgemäfsen Zustande übergeben und falls sich bei der Revision etwas zu erinnern findet, diese Erinnerung unweigerlich befolgen. Er unterwirft sich in dieser Beziehung durchaus dem Urteile und den Anordnungen des deputierten technischen Mitgliedes der kaiserlichen Generaldirektion.

Nach der endgiltigen Übergabe haftet der Unternehmer nur noch für solche Schäden, welche als Folge schlechter Ausführung nachgewiesen werden, bei der Abnahme nicht sichtbar gewesen oder verheimlicht worden sind.

§ 16. Kaution.

§ 17. Sicherheitsvorkehrungen.

Der Unternehmer ist gehalten, bei Unterbrechung oder Verlegung öffentlicher oder Privatwege die erforderlichen Vorrichtungen zur Sicherheit des Personen- und Wagenverkehrs durch Barrieren, Beleuchtung bei Nacht u. s. w. auf seine eigenen Kosten zu treffen und erklärt derselbe ausdrücklich, für die durch Unterlassung besagter Sicherheitsvorrichtungen etwa entstehenden Unglücksfälle die alleinige Verantwortung zu übernehmen.

Desgleichen mufs der Unternehmer Sorge tragen, dafs bei den Arbeiten an Wasserläufen der Abflufs und die Vorflut ungehindert erhalten bleiben.

§ 18. Schadenersatz.

§ 19. Sorge für die Handarbeiter. Krankenkassen.

§ 20. Kunstgegenstände, Altertümer u. s. w.

§ 21. Taglohnsarbeiten.

Strafsburg, den 22. Juli 1874.

Kaiserliche Generaldirektion der Eisenbahnen in Elsafs-Lothringen.

Vorstehende Bedingungen werden in Bezug auf . . . . von . . . . als mafsgebend anerkannt.

. . . . . den . . ten . . . . . . 18 . . D . . Unternehmer.

Vorstehend mitgeteilte, der Praxis entnommene Bedingungen enthalten in ihrer Gesamtheit so ziemlich alle Punkte, die bei Ausführung von Brücken in Frage kommen.

Es ist übrigens nicht ratsam, die technischen Bedingungen zu ausführlich zu halten. Man bindet sich dadurch für die spätere Bauausführung zu sehr die Hände. Konstruktionen und Arbeiten, die im Projekt und Preisverzeichnissen genügend bezeichnet sind, darin nochmals zu erläutern, Selbstverständliches aufzunehmen, oder solche Regeln vorzuschreiben, die jeder Sachverständige als allgemein giltige anerkennen wird, ist nicht allein überflüssig, sondern auch schädlich. Der Verfasser ist daher der Ansicht, daſs aus den zuletzt mitgeteilten technischen Bedingungen namentlich in den §§ 8 u. 9 ohne Schaden mancher Satz hätte fortbleiben können.

§ 20. Absteckungsarbeiten. Dieselben bestehen aus drei Teilen:

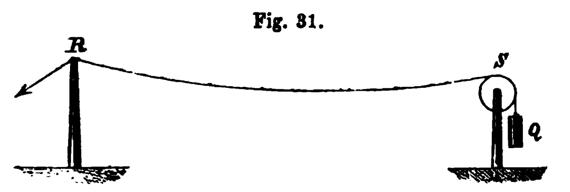
a. Festlegung der Achse des Bauwerks,
b. Festlegung der Höhenlage der einzelnen Teile desselben,
c. Bestimmung der normalen oder in der Achse gemessenen lichten Weiten zwischen den Widerlagern und zwischen den Pfeilern u. s. w.

1. Für kleinere Brücken sind diese Messungen meist einfacher Art und es genügt zu ihrer Vornahme die Anwendung von Meſslatte, Meſskette und Nivellier-Instrument. Für die Höhen- und Tiefenbestimmungen der Fundamente, des Gewölbescheitels, Höhe der Fahrbahn u. s. w. ist die Herstellung eines Fixpunktes in der Nähe des Bauwerkes erforderlich an einem Orte, wo derselbe vor Beschädigung sicher steht. Der Fixpfahl soll etwa 1 m lang, mit einem Kreuzholz versehen, am besten aus Eichenholz hergestellt werden. Die obere Fläche ist horizontal abzugleichen und nötigenfalls durch Aufbringung einer Blechplatte vor Beschädigung zu schützen. Man kann auch die Blechplatte fortlassen und oben einen glatten runden Nagelknopf einschlagen, um bei etwa nicht horizontaler Oberfläche des Pfahles doch die Möglichkeit zu behalten, die Nivellierlatte genau aufzusetzen. Fixpfähle mit seitlichem Einschnitt sind nicht zweckmäſsig, da der Einschnitt das senkrechte Aufsetzen der Nivellierlatte hindern kann. Es ist zu empfehlen, die Ordinate an dem Holze deutlich zu vermerken. Die Aufstellung eines künstlichen Fixpunktes ist nur dann unnötig, wenn man in unmittelbarer Nähe natürliche unverrückbare Höhenpunkte als solche benutzen und einnivellieren kann.

2. Bei den Absteckungsarbeiten groſser Brücken wird meistens die Anwendung des Theodolithen erforderlich, um die lichten Weiten durch trigonometrische Messung zu bestimmen und die Achse mit gröſster Genauigkeit ausstecken zu können. Die Anlage der Fixpunkte zur Höhenbestimmung ist auch hier notwendig; bei Fluſsbrücken empfiehlt sich die Anlage eines Pegels an einem geschützten Orte, oder zweier Pegel oberhalb und unterhalb der Baustelle, von deren Nullpunkt aus die Höhen gerechnet werden.

Einige Schwierigkeit kann die Bestimmung der lichten Weite und der Stellung der Widerlager und Pfeiler zuweilen bereiten, wenn die direkte Messung durch Meſslatten, durch Drahtzug auf einer provisorischen Laufbrücke oder auf der gefrorenen horizontalen Eisdecke nicht mehr möglich ist.

Fig. 31.

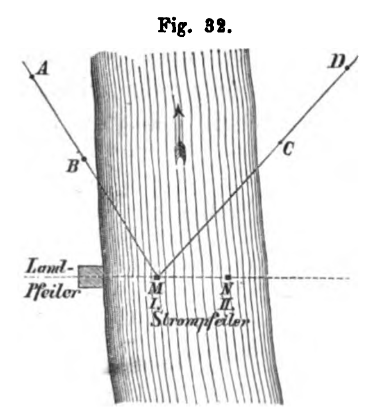


Die Drahtmessung, die jedoch durch trigonometrische Messung zu kontrolieren ist, kann in folgender Weise geschehen (Fig. 31):

Von Ufer zu Ufer wird in der Richtung der Brückenachse ein 2 bis 3 mm starker Eisendraht ausgespannt, sodaſs das eine Ende bei R festliegt und das andere über eine leichtgehende Rolle geführt und mit einem hinreichend schweren Gewichte Q belastet

werden kann. Der Punkt S wird nun am Drahte vermerkt, sodann der Draht unter denselben Verhältnissen auf dem Lande ausgespannt und daselbst die Entfernung SR durch Mefsstäbe unmittelbar bestimmt.

Fig. 32.



Beim Bau der Warthe-Brücke bei Wronke versuchte man, um die durch zwei der höchstgelegenen Punkte des Flufsthales gegebene Mittellinie der Bahn auf die Uferränder zu übertragen, zwischen diesen über 300 m von einander entfernten Punkten einen 3 mm starken Draht auszuspannen, von welchen aus man mittels Lotung die Übertragung vornehmen wollte. Aber die geringste Bewegung der Luft brachte den Draht ins Schwanken, das Lot war selbst bei stillem Wetter nicht zur Ruhe zu bringen und als man wiederholte Versuche mit schwereren Loten, bis zu 5 kg, anstellte, zerrifs endlich der Draht, sodafs man sich gezwungen sah, mit Zuhilfenahme eines Nivellier-Instrumentes und durch Errichtung und Einvisierung gerüstartiger Signale in den Punkten, an welchen die Übertragung stattfinden sollte, die gestellte Aufgabe zu lösen, s. Zeitschr. f. Bauw. 1852, S. 95.

Sind durch solche Messungen oder durch direkte Messung auf der horizontalen Eisdecke die Mittelpunkte etwa vorhandener Strompfeiler aufgefunden, so ist es wichtig, diese sofort durch Fixpunkte (A, B, C, D in Fig. 32) auf dem Lande für die Dauer der ganzen Bauzeit festzulegen, sodafs die Mittelpunkte jederzeit wieder aufgefunden werden können.

Fig. 33.

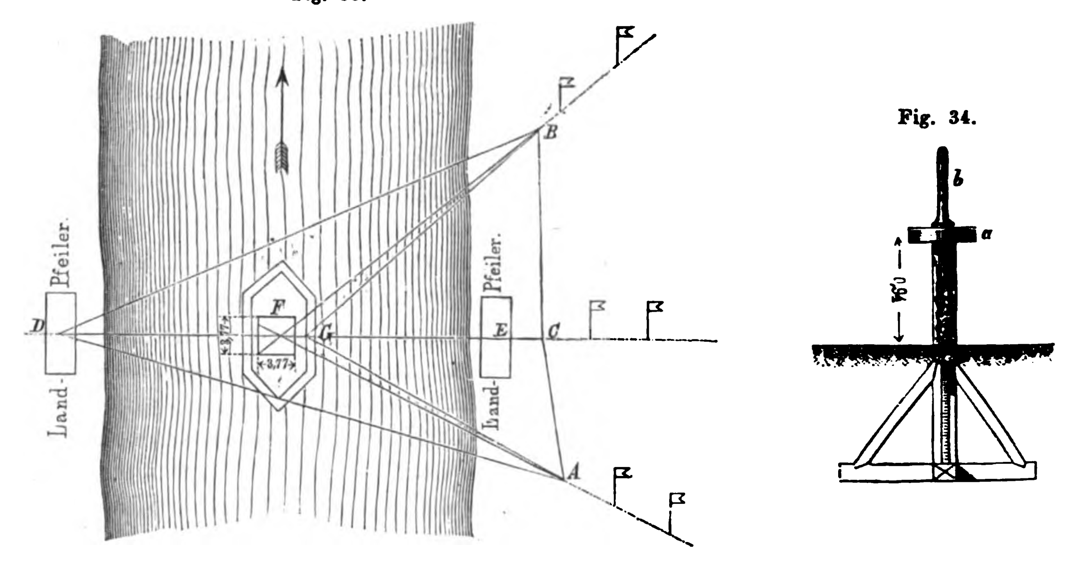


Fig. 34.

3. Als Beispiel einer trigonometrischen Messung ist das beim Bau der Kölner Rhein-Brücke und in ähnlicher Weise auch der Elbe-Brücke bei Dömitz in der Linie Wittenberge-Buchholz eingeschlagene Verfahren lehrreich:

Gegeben waren die Entfernung der Pfeiler von einander und die Stellung der linksseitigen Landpfeiler. Nach genauer Absteckung der Bauwerksachse DC (Fig. 33) wurden auf der rechten Uferseite mit der gröfsten Sorgfalt auf einer horizontalen Bretterbahn mittels zweier je 2 m langer stählerner Mafsstäbe unter Berücksichtigung der jedesmaligen Temperatur zwei Standlinien AC und CB gemessen und die gemessenen Längen auf eine Temperatur von 15° R. reduziert. Die Punkte A, B, C wurden, um von denselben aus mittels Aufstellung des Theodolithen wiederholt die sämtlichen zur Berechnung der Länge DC erforderlichen Winkel bei A, B, C und D messen und aufserdem

mit denselben die Signale zur Ausrichtung der betreffenden Hilfslinie bequem aufstellen zu können, wie Fig. 34 angiebt, ausgebildet. Der Teller a enthielt die drei Schlitze für die Stellschrauben des Theodolithen und aufserdem in seinem Mittelpunkte ein Loch zum Einstecken des Signales.

Sämtliche benannten Winkel wurden nun durch Repetition gemessen, sodann wurde mit Hilfe der gegebenen und gefundenen Gröfsen die Länge CD berechnet, aus welcher sich das zur Bestimmung der Stellung des rechtsseitigen Landpfeilers erforderliche Stichmafs CE ergab.

Zur Festlegung des Winkelpunktes F des mittleren Strompfeilers wurden nun in den beiden Dreiecken ACF und CBF, in welchen je zwei Seiten und der eingeschlossene Winkel bekannt waren, die Winkel FAC und FBC berechnet und die Richtungen der verlängerten Schenkel AF und BF dieser Winkel nach der Berechnung durch Aufstellung von Signalen ausgesteckt. Im Schnittpunkte F wurde sodann ein Pfahl eingerammt, der aber vorläufig nur als annähernder Ort des gesuchten Mittelpunktes betrachtet wurde. In der Nähe dieses Pfahles wurden mehrere andere Pfähle eingerammt, sodafs dieselben im Grundrifs ungefähr ein Quadrat von 3,7 m Seite bildeten. Die Pfähle wurden verholmt und mit einem Bohlenbelage versehen, der also mitten im Rhein eine Art Mefstisch darstellte. Auf demselben wurden nun die Brückenachse und ferner die Richtungen AF und FB aufgezeichnet, der Durchschnittspunkt dieser drei Linien, oder richtiger der Schwerpunkt des sich bildenden Fehlerdreieckes, als der gesuchte Mittelpunkt festgehalten und für alle späteren Abmessungen für die Fundierungsarbeiten benutzt. Nach Vollendung der Fundierung wurde der Mittelpunkt für die richtige Anlage des aufgehenden Mauerwerks noch einmal abgesteckt und zwar in der Weise, dafs auf dem Betonfangdamme ein Punkt G in der Brückenachse angenommen und seine Entfernung von C mittels sämtlicher sechs in den beiden Dreiecken ACG und BCG aufgemessenen Winkel genau berechnet wurde. Hieraus ergab sich das Stichmafs GF.

§ 21. Aufbau der Pfeiler. Nach Beendigung der Fundierungsarbeiten beginnt das Aufstellen der Rüstungen für den Aufbau der Pfeiler unter Benutzung der in § 12 beschriebenen Hilfsvorrichtungen. Die Aufstellung erfolgt, falls das Bauwerk sich nicht durch eine aufsergewöhnliche Länge auszeichnet, bei festen Gerüsten gleich in der ganzen Front je nach dem Fortschritt des Baues von Etage zu Etage. Bei langen Viadukten stellt man die Rüstungen manchmal nur für einen bestimmten Teil der Länge her und benutzt das hergestellte Stück nach Fertigstellung des zugehörigen Bauwerksteiles für die folgenden. (Viadukt bei Schildesche und Neifse-Viadukt bei Zittau.)

Die Frage, ob alle Pfeiler gleichzeitig hochgeführt werden oder nicht, oder in welcher Reihenfolge, läfst sich nicht allgemein lösen, da allerlei örtliche Umstände die Entscheidung beeinflussen, besonders die Art und Weise der Möglichkeit des Materialientransports zur Baustelle, die Rücksichtnahme auf Aufrechterhaltung des Verkehrs und die gegebene Bauzeit, welche häufig die Erbauung sämtlicher Brückenpfeiler innerhalb eines Baujahres vorschreibt.

Bei Viadukten mit stark ansteigenden Seitenhängen wird man mit den Pfeilern der Thalsohle den Anfang machen, um die horizontale Bahn für den Transport der Materialien stets auf die Pfeiler stützen zu können, einerlei ob die Anfuhr der Materialien in der Thalsohle geschieht oder durch Interimstransport von höher liegenden Punkten der Seitenhänge aus. Bei Flufsbrücken werden mit Rücksicht auf den Verkehr und um den

das Material herbeiführenden Schiffen Platz zu lassen, selten alle Pfeiler gleichzeitig in Angriff genommen; bei der älteren Eisenbahnbrücke über den Main bei Frankfurt baute man aus letztem Grunde immer den je zweiten Pfeiler.

In betreff der Benutzung der Gerüste für den Aufbau der Pfeiler kann auf die Beispiele in den §§ 8 bis 10 verwiesen werden. An dieser Stelle bleiben noch einige Einzelheiten zu besprechen, die sich auf die Anordnung der Steinschichten und das Versetzen der Steine beziehen, und die, wenn auch zum Teil in das Gebiet der Konstruktionslehre fallend, doch mit der Ausführung innig zusammenhängen.

1. Binderschichten in Pfeilern und Widerlagern kommen in Anwendung, sobald letztere aus verschiedenen Materialien, also beispielsweise in Bruchstein-Füllmauerwerk entweder mit Werkstein-Verblendung oder mit Verblendung aus besser bearbeiteten Bruchsteinen ausgeführt werden. Der Zweck der Binderschichten ist ein doppelter. Sie sollen möglichst gleichmäfsige Verteilung des Gewölbedruckes auf die Grundfläche des Pfeilers und möglichste Verminderung des ungleichmäfsigen Setzens bewirken, vergl. S. 198.

Beachtet man hierbei, dafs der Vertikaldruck in dem Pfeiler vom Kämpfer abwärts in der Regel zunimmt, so würden die Binderschichten am Gewölbe weiter und in der Nähe des Pfeilersockels aber enger liegen müssen. In der Praxis wird jedoch eine rechnungsmäfsige Bestimmung der Abstände der Binderschichten selten vorgenommen, da die gefundenen Mafse mit den Rücksichten auf Schichtenhöhe, Schönheitsverhältnisse u. s. w. meistens schwer in Einklang zu bringen sind. Ein Beispiel für die strenge Durchführung der rechnungsmäfsigen Bestimmung der Binderschichten-Entfernungen bietet das Projekt des Striegisthal-Viaduktes.

2. Die Schichtenhöhe der Steine ist abhängig von der Festigkeit des verwendeten Materials, weil bei unvollständiger Ausfüllung der Lagerfugen die Biegungsfestigkeit des Steines in Anspruch genommen wird, ferner von den Rücksichten auf das gute Aussehen und auf das Vorhandensein von Hilfsvorrichtungen zum Versetzen.

Im allgemeinen bewegen sich die Schichtenhöhen für Bruchsteine von 0,2 bis 0,3 m, für Quader von 0,3 bis 0,6 m. Bei hohen Bauten trifft man häufig die Anordnung, dafs die Schichtenhöhe von der Sohle bis zum Scheitel allmählich abnimmt.

Der Kubikinhalt der Werkstücke beträgt bei gewöhnlicher Gröfse durchschnittlich 0,3 cbm, bei mittlerer Gröfse durchschnittlich 0,5 cbm, Steine von 0,75 cbm Inhalt und darüber haben aufsergewöhnliche Gröfse.

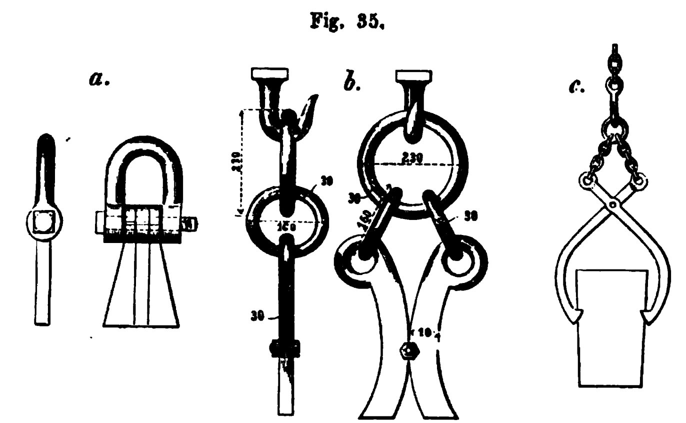
Folgende Angaben über Gröfse der Steine bei bekannten ausgeführten Bauten sind nicht ohne Interesse: die Schlufssteine der Brücke von Crespano hielten 1,1 cbm; die Wölbsteine der Neuilly-Brücke, nach Morandière die gröfsten in Frankreich, sind 1,80 m lang, 1,62 m hoch, 0,46 m dick bei 1,46 cbm Inhalt; die Eckquader der Kämpfergesimse der Zschopau-Brücke halten rund 2 cbm, die Quader der Brüstungen vom Franz- und Hirschthal-Viadukt bis 3,7 cbm. Noch riesiger sind aber die Abmessungen der Wölbsteine der Dora-Brücke in Turin, von denen die kleineren 5 t wogen, also bei Annahme eines specifischen Gewichtes des Granites von 2,5, 2 cbm hielten und die gröfsten am Kämpfer 18 t oder rund 7 cbm.

Über die Weite der Fugen vergleiche man S. 199.

3. Das Versetzen gröfserer Werkstücke von mehr als 0,3 bis 0,5 qm Grundfläche geschieht schon nicht mehr mit Vorteil aus freier Hand, bei einer Gröfse von 0,5 bis 0,8 qm ist das Versetzen mittels Krahnvorrichtungen am Platze und dies geschieht dann in der Regel mit Zuhilfenahme des sogenannten Wolfes oder ähnlicher Vorrichtungen oder auch wohl der Steinzangen, s. Fig. 35. Letztere kommen in Anwendung, wenn

das Einarbeiten des Wolfloches bei hartem Material zu zeitraubend und kostspielig wird, bringen dann allerdings den Übelstand mit sich, daſs man die Steine nicht direkt in ihre endliche Lage bringen kann, sondern zu diesem Zwecke noch besondere Handhabungen ausführen muſs. Gewisse Steinformen, wie Gewölbschluſssteine oder Schluſssteine einer Binderschicht u. s. w., können daher nur mit dem Wolf gut versetzt werden.

Fig. 35.



Welche Wichtigkeit manche Bauführung auf die Möglichkeit legt, gröſsere Werksteine, besonders Gewölbsteine, ohne Zeitverlust in die richtige Lage bringen zu können, davon liefert die Ausführung des Gewölbes am Sinnthal-Viadukt ein Beispiel. Dort wurden die Wolflöcher der Gewölbsteine nach Ort und Richtung rechnerisch bestimmt und auf Schablonen dargestellt, sodaſs jeder Stein an der Krahnkette freihängend genau die Lage einnahm, welche er im Bogen anzunehmen hatte. Daſs diese Sorgfalt für die solide und rasche Ausführung des Gewölbes von hohem Nutzen war, hat die Erfahrung bei genanntem Bau gelehrt.

Die Frage, ob ein Versetzen der Werksteine in vollem Mörtel oder ein bloſses Vergieſsen derselben mit Cement, bei welcher Ausführung eine geringere Fugenstärke erzielt werden kann, vorteilhaft ist, kann in Hinsicht auf die Erfahrung wohl dahin entschieden werden, daſs ein Versetzen in vollem Mörtelbett unter Anwendung von Krahnvorrichtungen die solideste Ausführung ist. Nur da, wo schwere Werksteinstücke ohne Krahnvorrichtung versetzt werden müssen, oder wo dieselben mit schwierigen Versatzungen ineinander greifen, oder auch bei den Lagerfugen groſser und schwerer Steine, desgleichen der Schluſssteine und Scheitelsteine starker Gewölbe, empfiehlt sich das Vergieſsen mit Cement.

Es wird aber bei groſsen Steinen immer Schwierigkeiten bereiten, den Mörtel derartig auf die Lagerflächen auszubreiten, daſs die untere Lagerfläche des in den Mörtel gesetzten Werksteines vollständig mit ihm in Berührung kommt. Es zeigt sich im Gegenteil beim Emporheben der Steine, wie dieselben nur zum Teil im Mörtel festsitzen, sodaſs zwischen den Lagerflächen Hohlräume bleiben. Beim Bau der neuen Elbe-Brücke in Dresden hatte man in dieser Beziehung trotz der angewandten verschiedenen Mischungsverhältnisse und Feuchtigkeitsgrade des Mörtels keine befriedigenden Ergebnisse erzielt, bis man auf die Idee kam, ein siebförmig durchbohrtes eisernes Blech auf die Lagerfläche zu legen und auf diesem den Mörtel auszubreiten. Nach Entfernung des Bleches fanden sich nun auf der Lagerfläche eine groſse Anzahl kegelförmiger Mörtelberge und eine Anzahl unausgefüllter Thäler vor, sodaſs der aufgesetzte Stein im stande war, ein gleichmäſsiges Mörtelbett herzustellen und keine Hohlräume mehr zu bemerken waren. Die Stärke der Lagerfuge betrug hierbei etwa 5 mm. Das Verfahren dürfte mit Vorteil, auch für Wölbsteine, anzuwenden sein.[34])

Über Arbeitsleistungen bei Vorbereitung der Baumaterialien und Ausführung der Maurerarbeiten vergl. § 36.

---

[34]) Protokolle des sächs. Arch.- u. Ing.-Ver. 1875. 86. Hauptvers. S. 65.

4. Während der Aufführung der Pfeiler treten zuweilen Störungen durch Frostwetter, Eisgang oder Hochwasser ein, welche aufserordentliche Vorsichtsmafsregeln und Arbeiten nötig machen können.

Bei einer Temperatur von 3—4 Kältegraden müssen die Maurerarbeiten eingestellt und die freistehenden, der schädlichen Einwirkung des Frostes ausgesetzten Mauerflächen durch Bedecken mit Rasen oder Erde geschützt werden, falls man nicht gezwungen ist, um die Pfeilerbauten vor Eintritt des Frühjahrshochwassers über den höchsten Stand desselben führen zu können, den Winter durchzuarbeiten. Falls dies geschehen mufs, so bleibt kein anderes Auskunftsmittel, als die Pfeiler und daneben einen entsprechend grofsen Raum zur Lagerung von Materialien zu überbauen, sodafs die Arbeiten im Schutze der Überdachung im erwärmten Raume und unter Anwendung von heifsem Wasser für die Mörtelbereitung vor sich gehen können, (Diemel-Viadukt und Neifse-Viadukt bei Görlitz, Fulda-Brücke bei Kragenhof).[35])

Gefährlicher als der Frost ist der Eisgang und das in der Regel darauf folgende Hochwasser, da man den Einwirkungen dieser Kräfte gegenüber oft machtlos ist und dann weiter nichts thun kann, als die Gerüste und Materialien in Sicherheit bringen. In welcher Weise man die Gerüste selbst anordnet, um dieselben gegen diese schlimmste Art von Störungen zu sichern, ist in § 8 angegeben. Man kann aufserdem die Gerüste noch durch Belastung mit Materialien stabiler machen oder auch für alle Fälle den oberen aufserhalb des Hochwasserprofiles belegenen Teil mit dem Bauwerke so verbinden und verspreizen, dafs dieser Teil nach Zerstörung des im Wasser belegenen allein für sich bestehen kann und erhalten bleibt (Diemel-Viadukt).

Weitere Mittel zur möglichsten Herabminderung der zerstörenden Gewalt des Eisganges sind die Anlage von Eisbrechern, eine Bohlenverkleidung der Gerüstöffnung, um die Eisschollen beim Durchtreiben zu leiten und endlich das Sprengen der Eisdecke[36]) oberhalb des Bauwerkes, sobald der Eisgang in naher Aussicht steht. Während des Eisganges sind Tag und Nacht Mannschaften bereit zu halten, um Eisstopfungen möglichst zu verhindern.

Kleinere Gerüste und Transportbrücken, die der Gewalt des Stromes nicht widerstehen können, sind rechtzeitig abzubrechen, die Materialien ebenso wie die der Zimmerplätze, falls auch hier Gefahr droht, sind am Ufer aufzustapeln und mit Ketten zu verankern, um das Fortschwimmen zu verhüten.

§ 22. Aufstellen der Lehrgerüste.

1. Sobald eine Reihe von aufeinander folgenden Pfeilern fertiggestellt ist, kann mit dem Aufstellen der Lehrgerüste der Anfang gemacht werden, wenn nicht aus besonderen Rücksichten die Fertigstellung sämtlicher Pfeiler für die gleichzeitige Wölbung sämtlicher Bögen verlangt wird.

Bei Bauten mit vielen Öffnungen sucht man aus Sparsamkeitsrücksichten die Anzahl der zu fertigenden Lehrgerüste möglichst zu beschränken, man wölbt deshalb beispielsweise mit einem Satze von vier Lehrgerüsten (T. XIV, F. 1) vom Widerlager aus und setzt nach Vollendung der dem Widerlager zunächst liegenden Öffnung das

---

[35]) s. auch Deutsche Bauz. 1880, S. 74 (Bau einer Brücke bei Frostwetter).

[36]) Zeitschr. f. Bauw. 1861, S. 447. Eissprengungen in der Weichsel durch Kanonenschläge. — Ebendaselbst 1865, S. 183. Sprengungen auf der Oder oberhalb Glogau. — Ebendaselbst 1869, S. 86. Sprengungen mit Dynamit auf der Oder bei Oppeln. — Deutsche Bauz. 1872, S. 320. Eissprengungen mit Dynamit auf der Rhône bei Lyon.



Lehrgerüst derselben in die fünfte Öffnung. Man wölbt bei dieser Anordnung beispielsweise in der ersten Öffnung am Widerlager 8, am Pfeiler 6 Schichten und beginnt nun erst die Wölbung in der zweiten Öffnung, darauf in der dritten und vierten u. s. f., sodafs beim Schlufs des ersten Gewölbes in der zweiten Öffnung 13 und 11, in der dritten 7 und 6 Schichten versetzt sind. Hierauf beginnt man mit dem Wölben der vierten und setzt das Lehrgerüst der ersten in die fünfte Öffnung. Bei dieser Anordnung des Einwölbens kann man der Gruppenpfeiler entbehren.

Die Minimalzahl der zu setzenden Lehrgerüste läfst sich nicht durch Rechnung ermitteln. Wenn das Wölben, wie beschrieben, von einem Widerlager aus beginnt, so würde man, falls die Stabilität des ersten Pfeilers und der eingerüsteten zweiten Öffnung genügt, um dem Gewölbeschube der ausgerüsteten ersten Öffnung Widerstand zu leisten, eine Reihe von Gewölben mit einem Satze von zwei Lehrgerüsten herstellen können; es würde aber dann der Übelstand eintreten, dafs man jedes Gewölbe sofort nach der Vollendung ausrüsten und aufserdem für die Fertigstellung des ganzen Bauwerkes einen grofsen Zeitaufwand beanspruchen müfste. Die Praxis erfordert daher für die sachgemäfse Ausführung längerer Bauwerke mindestens einen Satz von 3 bis 4 Lehrgerüsten.

Aus Sparsamkeitsrücksichten stellt man auch bei Ausführung längerer Gewölbe häufig das Lehrgerüst nur für die halbe oder eine noch geringere Länge desselben her, und führt das Gewölbe unter entsprechender Verschiebung des Lehrgerüstes dann in einzelnen Teilen aus.[37]) Dies Verfahren kommt besonders bei Eisenbahnbrücken (Unterführungen u. s. w.) zur Anwendung, deren Herstellung in Eile betrieben werden mufs, um über das Bauwerk bald ein Transportgleis für die Bewegung von Erdmassen führen zu können.

Sollen die Lehrgerüste häufig versetzt werden, so ist es vorteilhaft, möglichst kurze, leicht transportable Hölzer zu nehmen und alle in §§ 15 und 16 beschriebenen Vorsichtsmafsregeln zur Verhütung gröfserer Zusammenpressungen bei wiederholtem Gebrauche in Anwenduug zu bringen. Ferner ist auf gehörige Bezeichnung der Hölzer Wert zu legen, um die Aufstellung zu erleichtern.

2. Das Aufstellen der Lehrgerüste für Brücken, bei denen Laufkrahne zur Verfügung stehen, erfolgt mit Hilfe der letzteren (T. XIII, F. 1[a]) oder auch durch den Bock (T. XV, F. 5).

Der Bock leistet auch wesentliche Dienste beim Niederlassen eines Lehrbogens, der an eine neue Arbeitsstelle gebracht werden soll, ohne erst in seine Verbandteile zerlegt zu werden. Diese Arbeit läfst sich nämlich mit dem Laufkrahn nur mühsam ausführen, weil dann jeder Binder des Lehrgerüstes zunächst auf den Schwellen bis an die Stirn des Gewölbes geschoben werden mufs, damit die Windekette des Krahnes im stande ist, ihn zu fassen. Mit einem Bock, der stark genug ist und mit seinem Kopfende bis an den Gewölbescheitel reicht, macht sich die Sache einfacher. Man lehnt denselben an einen beliebigen Binder und bringt ihn zunächst in die erforderliche geneigte Lage. Dann befestigt man den Lehrbogen an dem Seile, welches zur Winde führt, zieht die Winde etwas an, sodafs der Bogen in der Schwebe hängt, dreht ihn so weit, dafs seine Enden die Schwellen nicht mehr berühren und läfst ihn dann langsam zur Erde nieder. Mittels Rollwagen kann man ihn dann an die neu zu überwölbende

[37]) Vergl. Nouv. ann. de la constr. 1861, S. 64. Abaissement du plan d'eau du canal St. Martin; auch Dupuit. Traité de l'équilibre des voutes etc. S. 298.



Öffnung führen und hier entweder mit dem Laufkrahn oder auch mit dem Bocke aufziehen und wieder aufrichten.

Das Aufziehen der einzelnen vollständig zusammengesetzten Binder des Lehrgerüstes geschah beim Indre-Viadukt mittels eines 19,40 m hohen Bockes. Für das Niederlassen derselben bediente man sich einer besonderen Hilfsvorrichtung, obgleich man für diese Arbeit, wie vorstehend angegeben, auch einen Bock hätte anwenden können.

3. Umständlicher wird die Aufstellung des Lehrgerüstes bei den fliegenden Gerüsten mit horizontaler Transportbahn, jedoch wird auch hier in ausgedehnter Weise der Bock zur Hilfe genommen und im allgemeinen die Aufgabe in der Weise gelöst, dafs man in entsprechender Höhe über dem Terrain entweder einen festen oder einen fliegenden Rüstboden anlegt, auf welchem die einzelnen Verbandteile der Lehrgerüste mit Hilfe der Laufkrahne u. s. w. emporgewunden und oben unter Anwendung von Böcken zusammengesetzt werden.

Beim Morlaix-Viadukt baute man für die untere niedrige Bogenreihe einen festen, in der Thalsohle unterstützten Rüstboden. Man legte auf besonders zu diesem Zwecke herausgekragten Quadern der Pfeiler zwei Streichschwellen und in der Ebene dieser Schwellen in der Mittelachse des Bogens ein paralleles Querholz, welches den Holm einer in der Thalsohle stehenden Pfahlreihe bildete. Auf diesen drei Hölzern lagen zwei starke Balken für das Tragen der Rüstbodendielung, in welcher für das Durchlassen der aufzuwindenden Hölzer eine Öffnung gelassen war. Nun zog man zunächst die mittleren Pfosten und die beiden Hauptstreben des Binders in die Höhe und verband dieselben mit Hilfe dreier auf der Plattform befindlichen Böcke. Dann legte man die horizontalen Doppelzangen an und ging zum nächsten Binder über und die Sprengwerke der einzelnen Binder benutzte man beim Richten der übrigen Verbandteile des Lehrgerüstes.

Für die oberen Bogen bediente man sich eines fliegenden Rüstbodens (T. XV, F. 3), der durch zwei, mittels eiserner Stangen an die Dienstbrücke angehängte Querhölzer gehalten wurde. Zur Verstärkung der Gitterträger der Dienstbrücke brachte man an dieser Stelle unter denselben hölzerne Sprengwerke an. Die einzelnen Hölzer wurden auch hier mittels der Laufkrahne gehoben und mit Hilfe von Böcken zusammengestellt.

Beim Aulne-Viadukt wurde der feste Rüstboden auf der Dienstbrücke angebracht, welche sich zur Zeit 4 m über dem Kämpfer und 7 m unter dem Scheitel des Lehrgerüstes befand (T. XV, F. 1^d u. 1^e). Die den 0,08 m starken Bohlenbelag tragenden Schwellen wurden auf den oberen Gurtungen der Gitterträger verbolzt und der Belag ragte nach beiden Seiten 1 m breit über das Lehrgerüst hinaus. Auf demselben arbeiteten die Zimmerleute mit Hilfe einer fliegenden, bockähnlichen Vorrichtung. Dieselbe besteht aus zwei 7 m von einander entfernten, $\frac{20}{20}$ cm starken, am Fuße durch Doppelzangen in vertikaler Stellung erhaltenen Ständern; die Ständer trugen mittels vier Kopfbändern einen $\frac{20}{20}$ cm starken, 14 m langen Holm, der den Scheitel des Lehrgerüstes um 0,50 m überragte und die Seile und Flaschenzüge für die Hebung und das Halten der Hölzer aufnahm.

Nach Aufstellung des Lehrgerüstes mufste dann noch die Dienstbrücke über den Scheitel der Gewölbe gehoben werden. Dies geschah nach T. XV, F. 1^g in folgender Weise: Jede zu hebende Öffnung der Dienstbrücke wurde zuerst zerlegt, nur die beiden Gitterträger derselben blieben ganz. Dann wurde ein Träger zunächst um 0,8 m gehoben und an einem Ende durch das Seil einer Winde gefaßt, welche auf den untersten Zangen der Binder des zunächst folgenden Lehrgerüstes befestigt war. Das andere Ende des zu hebenden Trägers ruhte vorläufig auf dem Bohlenbelag des Trägers der anstofsenden Öffnung, welche noch nicht demontiert war. Sodann begann die eigentliche Hebung des Trägers um 9 m, bei welcher Arbeit die oben beschriebenen Vorrichtungen auf den beiden rechts und links neben dem zu hebenden Träger liegenden Lehrgerüsten, eine Winde auf dem nächsten bereits gehobenen Träger (bezw. auf dem Widerlager) und eine zweite auf dem anstofsenden noch nicht gehobenen Träger gestellt waren.

Beim Daoulas-Viadukt (T. XV, F. 2^c u. 2^e) geschah die Aufstellung des Lehrgerüstes in besonders kühner Weise mittels eines fliegenden Rüstbodens und zweier auf den Pfeilern stehenden Böcke. Die beiden obersten Holme des fliegenden Rüstbodens lagen genau in der Höhe der beiden Zangen des Lehrgerüstes, sodafs man hiernach alle einzelnen Gerüstteile mit Sicherheit und Genauigkeit verbinden konnte.

Schliefslich ist noch zu bemerken, dafs das Lehrgerüst von vornherein eine Überhöhung erhalten mufs, deren Gröfse von der Konstruktion desselben, dem Gewichte des

Gewölbes und der Art und Weise der Ausrüstung des letzteren abhängt. Eine in § 26 mitgeteilte Tabelle wird für die Bestimmung der Gröfse der voraussichtlichen Senkung nach dem Ausrüsten, welche auf theoretischem Wege nicht möglich ist[38]), einigen Anhalt gewähren.

§ 23. Herstellung der Gewölbe. Die Brückengewölbe werden in der Regel aus Werksteinen, aus lagerhaften, bearbeiteten Bruchsteinen oder aus Backsteinen hergestellt und es sind für diese Ausführungen namentlich das Versetzen der Werksteine, die Mittel zur Erzielung radialer Fugen und die Anordnung der Schlufssteinschichten zu besprechen. Ferner sind die seltener vorkommenden Gewölbearten zu betrachten, nämlich die Gewölbe mit konzentrischen Ringen, die Bruchsteingewölbe mit ausgegossenen Fugen und die Gewölbe aus Cementbeton.

1. Zunächst ist in betreff der Mörtelart hier ergänzend zu bemerken, dafs der Cementmörtel heute für gröfsere Gewölbeausführungen auch in Deutschland eine ausgedehntere Verwendung findet, obgleich es noch viele Ingenieure giebt, die namentlich für Ziegelgewölbe einem schnell bindenden, langsam erhärtenden Kalkmörtel (Trafs- oder natürlich-hydraulischen Mörtel) den Vorzug geben, weil sie der Ansicht sind, dafs bei seiner Anwendung die nach dem Ausrüsten des Gewölbes nicht selten auftretenden offenen Fugen oder Risse leichter zu vermeiden seien, vergl. § 27.

Die neuerdings in Frankreich und auch in anderen Ländern zur Ausführung gekommenen bedeutenden Brücken, bei denen unter Anwendung von Cementmörtel die günstigsten Ergebnisse erzielt worden sind, beweisen aber, dafs bei sorgfältiger Ausführung auch der Cementmörtel für Brückengewölbe sehr gut verwendbar ist. Näheres über die betreffenden Ausführungen siehe § 26 u. 27.

Die Zusammensetzung des Mörtels für die Gewölbe kann aus der Tabelle S. 123 entnommen werden. Man läfst die Bindekraft desselben vom Widerlager nach dem Scheitel hin zunehmen, sodafs etwa, wenn die Gewölbsteine in Nähe der Kämpfer in Mörtel, bestehend aus 1 Teil Trafs oder Cement, 2 Teilen Kalk und 3 Teilen Sand versetzt worden sind, diese Arbeit in Nähe des Scheitels, wo wegen der mehr der Vertikalen sich nähernden Lagerflächen ein Versetzen im Mörtelbett immer schwieriger wird, unter Anwendung eines stärker hydraulischen Mörtels aus etwa gleichen Teilen Trafs oder Cement, Kalk und Sand vorgenommen wird. Die unteren Teile der Lagerfugen in der Nähe des Scheitels werden mit Hülfe der Mörtelsäge gefüllt und die Scheitelsteine in der Regel in reinem Trafs oder Cementmörtel vergossen.

2. Beim Versetzen der Wölbsteine hat man schon auf das Ausrüsten Bedacht zu nehmen. Es ist daher bei Ziegelgewölben, um eine zu innige Verbindung der Schalung des Lehrgerüstes mit dem aus den Fugen quellenden Mörtel zu vermeiden, durch welche die spätere Arbeit des Ausfugens erschwert und die Gefahr des Absplitterns der Steinkanten beim Ausrüsten erhöht wird, vorteilhaft, die auf der Schalung liegende Steinschicht mit unten leeren Fugen zu versetzen. Allerdings wird bei regnigter Witterung trotz dieser Vorsicht das Ausquellen des Mörtels unter dem starken Drucke der Gewölbelast nicht ganz vermieden werden können.

Bei Quadergewölben, wo die Schalhölzer in der Mitte jedes Wölbsteines liegen können, ist die Fuge von unten frei, sodafs dieselbe noch vor gänzlicher Erhärtung

[38]) Eine Annäherungsformel von v. Kaven findet man Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1861, S. 74; s. auch Winkler. Vorträge über Brückenbau, gehalten an der k. k. technischen Hochschule zu Wien. Lehrgerüste steinerner Brücken (für die Hörer als Manuscript gedruckt). S. 12.



des Mörtels ausgekratzt werden kann; man kommt aber trotzdem auch hier der Gefahr des Absplitterns der inneren Steinkanten beim Ausrüsten und des dann erfolgenden Zusammenpressens der Wölbsteine zuvor, indem man die Kanten bricht und den sogenannten „Druck" anarbeitet. Um eine besonders saubere Laibungsfläche zu erhalten, legt man auch wohl zwischen jeden Wölbstein und das zugehörige Schalholz zwei lange dünne Keile, mit deren Hilfe man die Höhenlage des Steines während des Versetzens justieren kann.

Bei der Claix-Brücke über den Drac bei Grenoble (vergl. § 27) verschlofs man, um Mörtelnähte zu vermeiden, die Fugen der inneren Laibung und der Stirn auf eine Tiefe von 2 cm mit Gips. Nach erfolgter Ausrüstung kratzte man den Gips wieder aus und füllte die Fugen unter Anwendung des Mörteleisens.

Bei Wölbung der in Ziegeln ausgeführten Flutöffnungen der Elbbrücke bei Wittenberge hat man keine festgenagelte Schalung angewendet, um das Fugen alsbald nach Fertigstellung der einzelnen Schichten vornehmen zu können. Man legte die Schalbretter zu diesem Zwecke zwischen die gut abgelehrten Kranzhölzer der Lehrgerüste ein, befestigte sie seitlich durch kleine Keile und setzte darauf die einzelnen Steinschichten an. Sobald eine Schicht fertig war, wurden die Latten fortgenommen und zur Ausführung der folgenden Schicht benutzt. Das fertige Gewölbestück ruhte dann direkt auf den Kranzhölzern. Man kann bei dieser Methode allerdings eine saubere Laibungsfläche erzielen, es ist dabei jedoch ein Übelstand, dafs man vorher das Lehrgerüst nicht auf der Lattenoberfläche mit Wölbmaterial belasten kann. Die allmähliche mit der Wölbung fortschreitende Lattung hat bei dieser Methode aber vor der gleich nach Aufstellung des Lehrgerüstes angebrachten, festgenagelten Schalung den Vorteil, dafs die innere Laibungsfläche während der Ausführung sichtbar bleibt und dafs man im stande ist, auch zwischen den Lehrbogen Steinmaterial in die Höhe zu schaffen.

3. Zur Herstellung radialer Fugen bedient man sich meist einfacher Mittel. Bei Lehrgerüsten, auf denen die Krümmungs-Mittelpunkte markiert werden können, lassen sich die Gewölbefugen mit Hilfe von durch die Mittelpunkte gehenden Radialschnüren oder Radiallatten justieren. Sind die Mittelpunkte nicht zu markieren, so hilft man sich durch Anwendung des Quadranten oder durch Schablonen aus Holz oder Zink, welche auf die Krümmung der Schalung gestellt, die Richtung der Fugen angeben. Bei der letzten Methode ist man abhängig vom Setzen des Lehrgerüstes während der Wölbung, wodurch eine Überwölbung der Schichten eintreten kann. Man kann jedoch diesem Übelstande entgegenwirken, wenn man die Schichten gleich beim Versetzen etwas „faul" wölben läfst.

Perronet wendete bei Herstellung der aus 11 Mittelpunkten konstruierten Wölblinie der Neuilly- und Nantes-Brücke, da eine Schnur keine genaue Messung gestattet hätte, einen hölzernen Quadranten von 0,8 m Halbmesser an, auf welchem sämtliche Winkel, welche die Lagerfugen der einzelnen Wölbsteine mit der Horizontalen einschlossen, angegeben waren, sodafs das in einer Ecke des Quadranten angebrachte Lot, wenn man eine Seite des ersteren auf die Lagerfläche des zu versetzenden Steines stellte, bei richtiger Stellung des Steines genau auf die entsprechende Gradzahl des Bogens einspielte.

Bei so grofsen Öffnungen, wie sie die genannten Brücken aufzuweisen haben, ist es auch erforderlich, die Abscissen und Ordinaten der Punkte, in welchen die innere Wölbungslinie von den Lagerfugen geschnitten wird, vom Kämpfer aus zu berechnen und die gefundenen Längen und Höhen während der Ausführung zur Kontrole der richtigen Lage der Wölbsteinkanten zu benutzen.

Bei der Wölbung der Nagold-Brücke bei Teinach (33 m Spannweite) erwies es sich als unausführbar, den Rücken der Lehrbögen genau nach der inneren Wölbungslinie zu gestalten. Deshalb wurde vor dem Versetzen jeder einzelnen Quaderschicht dem zugehörigen Schalholz die richtige Lage mittels eines Koordinatensystems gegeben, das auf eine an der Schwelle der Lehrbögen durch Nägel festgelegte Grundlinie bezogen war; an den Stirnlehrbögen waren aufserdem schon auf dem Reifsboden die Fugenrichtungen mittels Sägeschnitten eingekerbt.

4. Die Schlufssteinschicht der Gewölbe mufs besonders bei Quaderbauten mit der gröfsten Sorgfalt bearbeitet und hergestellt werden, damit nach dem Eintreiben derselben, welches bei gröfseren Bauten mittels schwerer Handrammen geschieht, sämtliche Lagerfugen zur möglichsten Vermeidung nachherigen Setzens stark aufeinander geprefst sind. Es ist daher auch notwendig, mit dem vollständigen Abrichten der Schlufssteine zu warten, bis die Nachbarschichten schon versetzt sind und der verbleibende Raum genau gemessen werden kann. Nach Einbringung des Schlufssteines und unmittelbar vor dem Beseitigen des Lehrgerüstes würden noch keine Drücke in den Fugen vorhanden, wohl aber die Fugen vollständig geschlossen und die Widerlager unbeansprucht sein, wenn die Formänderung (Deformation) des Lehrgerüstes sich ganz verhindern liefse.

Bei der Herstellung der Gewölbe einiger grofser Brücken der Neuzeit hat man, um Deformationen des Gewölbes möglichst zu vermeiden, eine neue Methode des Wölbens mit Erfolg zur Ausführung gebracht. Diese Methode besteht im wesentlichen darin, dafs man das Gewölbe an mehreren Stellen zugleich zum Schlufs bringt. Hierüber, sowie auch über andere Methoden, die denselben Zweck verfolgen, vergleiche man § 27.

5. Die Herstellung von Gewölben aus mehreren konzentrischen Ringen (Rouladen) ist vom theoretischen Standpunkte aus nicht zu empfehlen, weil die Unbestimmtheit, welche in betreff der Lage der Stützlinie schon beim einfachen Gewölbe vorliegt, bei Anwendung mehrerer Ringe noch bedeutend erhöht wird. Es ist nicht ausführbar zwei von einander getrennte übereinander liegende Ringe eines Gewölbes hinsichtlich ihrer Bogenlänge so genau passend zu wölben, dafs jeder Ring den ihm rechnungsmäfsig zufallenden Teil der Last auch in Wirklichkeit zu tragen bekommt. Damit nun die Pressungen thunlichst von einem Ring auf den anderen übertragen werden, mufs man die einzelnen Ringe durch Einfügung von Binderschichten miteinander in Verband setzen. Dies geschieht auch bei den aus $^1/_2$ Stein starken Ziegelringen ausgeführten englischen Brückengewölben, obgleich nach aufsen hin Verbandlosigkeit der Ringe zur Schau gestellt wird. Ferner ist für das Gelingen eines Ringgewölbes Vorbedingung, dafs ein sehr guter Mörtel benutzt und dafs die Ausführung mit grofser Sorgfalt überwacht wird.

Wenn also nach Vorstehendem die Herstellung eines Gewölbes aus Ringen von vornherein bemängelt werden mufs, so ist doch nicht zu verkennen, dafs dieselbe gewisse praktische Vorteile bietet. Man umgeht bei Ziegelgewölben — und das ist der Grund, warum die Engländer nicht selten in Ringen wölben[39]) — die Anwendung von Formsteinen und kann ferner bei sehr grofsen Gewölben aus beliebigem Material durch diese Art der Ausführung den Druck auf das Lehrgerüst und damit die Senkung desselben verringern, weil das Gewicht des erst herzustellenden Ringes kleiner ist, als das

---

[39]) Vergl. Allg. Bauz. 1838, S. 59. (Flaminius. Bemerkungen auf einer Reise in England im Sommer 1837.) — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1862, S. 326. (Meyer. Über englische Eisenbahnbrücken.)



Gewicht des ganzen Gewölbes, und weil der erste Ring nach erfolgtem Schlufs sofort einen Teil des Gewichts der über ihm liegenden folgenden Ringe zu tragen vermag. In dieser Entlastung des Lehrgerüstes beim Wölben liegt der Grund, weshalb die Anwendung von Ringen bei Herstellung bedeutender Gewölbe in der Neuzeit in Aufnahme gekommen ist. Schon Dupuit[40]) hat dies Verfahren empfohlen. Dasselbe kam mit grofsem Erfolg u. a. zur Anwendung bei der Brücke über die Isère, der Tilsit-Brücke in Lyon und der Claix-Brücke über den Drac. Bei der Tilsit-Brücke wurden die Werksteine trocken versetzt und nachher mit Portlandcement vergossen. Das Lehrgerüst erhielt eine Überhöhung von 5 cm, die vor dem Beginn des Wölbens durch Belastung mit $^4/_5$ des Wölbmaterials auf Null herabgedrückt wurde. Nach dem Ausrüsten soll sich keine Senkung des Gewölbes gezeigt haben.

Über andere Einzelheiten derartiger Ausführungen vergl. § 27.

6. **Bruchsteingewölbe mit ausgegossenen Fugen.** Die Anwendung von handlichen, häufig ganz unbearbeiteten Bruchsteinen ist besonders für Frankreich[41]) eigentümlich. Die Festigkeit der aus diesem Material hergestellten Gewölbe beruht im wesentlichen auf der Güte des in Anwendung kommenden Cementmörtels. Die Herstellung solcher Gewölbe aus kleinem Material erfordert nur bezüglich der Mörtelbereitung besondere Sorgfalt und bietet viele Vorteile, namentlich wegen Vereinfachung der Hilfsvorrichtungen.

Die erste in derartigem Mauerwerk und Vassy-Cement ausgeführte Brücke war *Pont aux doubles* in Paris (1847). Die Senkung des Gewölbescheitels der 31 m weiten Öffnung mit $\frac{1}{10}$ Pfeil soll nach dem Ausrüsten nur 1,5 mm betragen haben. In demselben Jahre machte der Oberbergrat Henschel in Kassel einen erfolgreichen Versuch mit dieser Baumethode beim Bau einer schiefen Brücke von 11,3 m Spannweite über die Ahne. Die Bruchsteine wurden im Verbande und nach der Schraubenlinie trocken mit 8 mm weiten Fugen versetzt, dann durch Übergiefsen von Wasser von Staub und Schmutz gereinigt und mit Cementmörtel vergossen. Die Senkung beim Ausrüsten betrug 15 mm. Ferner darf die Alma-Brücke in Paris nicht unerwähnt bleiben, wegen der Art und Weise der Herstellung ihrer Gewölbe kann indessen auf S. 188 verwiesen werden.

Die Ausführung dieser Brücke ist eine erstaunlich schnelle gewesen. Am 8. Nov. 1854 wurden die Fundamentierungsarbeiten in Angriff genommen; trotz Verzögerung dieser Arbeiten durch im Winter und Frühling eintretendes Hochwasser waren Pfeiler und Widerlager im Juni 1855 fertig. In zwei Monaten wurden die Gewölbe hergestellt und unmittelbar darauf mufste die Brücke schon für den Weg zur Industrieausstellung fahrbar gemacht werden. Die Lehrbogen blieben stehen und auf die Gewölbe wurde Erdauftrag gebracht. Als dieser Auftrag nach dem Schlusse der Ausstellung entfernt wurde, zeigten sich starke Senkungen an den Pfeilern, die dem Vermuten nach von Höhlungen in den Steinfüllungen zwischen den Rammpfählen herrührten. In die Pfeiler wurden deshalb 9 Löcher von 0,20 m Durchmesser gebohrt und durch dieselben Portlandcement in die Fundamente gegossen.

Die endliche Eröffnung geschah erst am 2. April 1856 nach Beendigung dieser Wiederherstellungsarbeit.

In ähnlicher Weise sind die bis 50 m weiten Gewölbe der im Jahre $18^{55}/_{56}$ erbauten Eisenbahnbrücke zu Nogent sur Marne auf der Linie Paris-Mühlhausen hergestellt. Der hier verbrauchte Cement von Vassy wurde von gewandten Arbeitern in ganz kleinen

---

40) Traité de l'équilibre des voutes, S. 283.

41) Aynard. Note sur la fondation du pont de Ménat et sur l'emploi de petits matériaux dans la construction des voutes. Ann. des ponts et chaussées. 1849. I. S. 249. — Ponts en ciment. Daselbst. 1855. I. S. 252, mit einer Tabelle, in welcher Zusammensetzung, Gewicht, Pressung und Senkung der verschiedenen Gewölbe aufgeführt sind. — Vergl. auch Zeitschr. f. Bauw. 1856, S. 124 u. 127.

Mengen mit starken Kellen auf besonderen Tennen zubereitet und in den unteren Gewölbepartien mit 2 Teilen, in der Scheitelgegend mit weniger (bis zu 1 Teil) Sand vermischt.

In Deutschland sind in neuerer Zeit, vornehmlich durch die Vorwohler Cementbau-Gesellschaft Liebold & Co. in Holzminden, Brücken in Bruchstein-Füllmauerwerk mit Erfolg zur Ausführung gelangt.[42])

Bemerkenswert ist ferner das Gewölbe der Unterführung des Lerchen-Mühlgrabens in der Tiefbauschacht-Bahn bei Zwickau.[43]) Man hat dies Gewölbe, dessen Achse im Grundrisse Kurven bildet, in zwei Ringen hergestellt, und das Lehrgerüst dementsprechend aufsergewöhnlich leicht (mit 4,80 m weit gestellten Bindern) angeordnet. Ehe die Wölbung begann, wurde die Schalung mit einer Abkochung von grüner Seife bestrichen, um eine Verbindung des Cementmörtels mit den rauhen Schalbrettern zu verhindern. Die verwendeten Bruchsteine sind Abfälle, welche bei der Schieferindustrie entstehen, sog. Theumaer Spitzen, 3 bis 5 cm stark, 20 und 30 cm lang. Unter Verwendung eines Cementmörtels vom Mischungsverhältnis 1:3 wurde der erste Ring 25 cm stark gewölbt, wobei in genügender Anzahl und regelmäfsigen Abständen 50 cm hohe Bänder hergestellt wurden, um eine möglichst innige Verbindung mit dem zweiten, ebenfalls 25 cm starken Ringe zu erzielen. Der erste Ring blieb sieben Tage liegen, sodafs er erhärten konnte. Das Lehrgerüst wurde erst sechs Wochen nach Schlufs des zweiten Ringes beseitigt. Nach erfolgter Ausrüstung soll sich nicht die geringste Senkung gezeigt haben.

7. Die Brücken aus Cementbeton[44]) sind in den letzten Jahren mehr und mehr in Aufnahme gekommen, wohl aus dem Grunde, weil die Fabrikation des Portlandcements sich wesentlich vervollkommnet hat und die genannten Brücken sich im allgemeinen rascher und billiger herstellen lassen, als die in gewöhnlicher Weise gewölbten Brücken. Doch sind Gewölbe aus eigentlichem Cementbeton — d. h. aus einer mit Steinschlag vermengten gestampften Cement-Mörtelmasse — nur in kleineren Abmessungen ausgeführt. Für gröfsere Bauten ist das vorhin besprochene Bruchsteinmauerwerk mehr am Platze.

Bei den eigentlichen Cementbeton-Gewölben wird die Masse, bestehend aus einer Mischung von Portlandcement, Kiessand und Steinschlag (letzterer etwa in Gröfse einer Wallnufs bis zur Gröfse eines kleinen Hühnereis), zuerst in trockenem Zustande mehrere Male durcheinander gearbeitet. Dann wird Wasser zugesetzt und die feuchte Masse in Schichten von 10 bis 12 cm Stärke auf die Verschalung gebracht, und zwar unter Verwendung einer dünnen Schicht feinen Cementmörtels als Unterlage. Der aufgebrachte Beton wird dann so lange gut gestampft, bis die Masse dicht und bildsam geworden ist und sich an der Oberfläche Wasser zeigt. Ist die erste Schicht derart durchgestampft, so wird ihre Oberfläche rauh gemacht, eine zweite Schicht aufgebracht und

[42]) Zeitschr. f. Bauhandw. 1882, S. 9. Die neuen Bruchsteinbrücken und Kanäle der Vorwohler Portland-Cementfabrik.

[43]) Jahrbuch des sächs. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 267.

[44]) Deutsche Bauz. 1872, S. 260. (Hoffmann. Massive Brücke von 8,16 m Weite bei Lübars). — Ebendaselbst. 1873, S. 75. (Hoffmann. Die Überwölbung des Gerberbaches in der Stadt Schaffhausen.) — Ebendaselbst. 1877, S. 259. (Liebold. Brücke aus Cementbeton.) — Auch die Brücke über den Lavale zwischen Sorio und Logrono in Spanien weist drei Segmentgewölbe à 10 m Spannweite und 2,34 m Pfeil auf, die samt den Mittelpfeilern aus Beton mit blofser Quaderverkleidung bestehen. Desgl. bestehen die 10,2 m weiten elliptischen Gewölbe der Brücke bei Lumbreras über den Ireguas daselbst aus Beton. — Neuere spanische Brücken von der Wiener Weltausstellung s. Rziha. Eisenbahn-Unter- und Oberbau. II. S. 194. — Über eine Brücke mit Gufsmauerwerk aus Santorinerde bei Barcola vergl. Allg. Bauz. 1848, S. 59.



ebenfalls gestampft. Um zu verhüten, daſs das Cementwasser durch die Schalbretter flieſst, und namentlich, um nach dem Ausrüsten eine saubere Gewölbelaibung zu erhalten, hat man die Schalung mit einer schützenden Decke zu versehen. Für diesen Zweck wird Makulaturpapier, Eisenblech oder ein Gipsüberzug angewendet. Letzterer ist besonders zu empfehlen.

Die fertigen Gewölbe müssen je nach der Witterung in den ersten Wochen häufig benetzt werden, damit der Beton gut erhärten kann. Dyckerhoff & Widmann in Biebrich wenden für solche Gewölbe-Ausführungen meistens einen Beton bestehend aus 1 Teil Portlandcement, 5—6 Teilen Kiessand und 5—6 Teilen Kiessteinen oder Steinschlag an.[45])

Schlieſslich sei bemerkt, daſs bei den meisten Gewölben mit bedeutenden Pfeilhöhen, namentlich bei Halbkreisgewölben, mit dem Fortschreiten des Einwölbens, jedenfalls aber vor dem Ausrüsten die Hintermauerung bis zur Höhe der sog. Bruchfuge herzustellen und daſs auf eine innige Verbindung derselben mit dem Mauerwerk der Gewölbe durch guten Mörtel und Steinverband Bedacht zu nehmen ist.

§ 24. Ausführung der schiefen Gewölbe. — Die Ausführung schiefer Werksteingewölbe erfordert ausgedehnte Vorbereitungen und es sollen im Nachstehenden hauptsächlich derartige Gewölbe berücksichtigt werden. Bei Backstein- und Bruchsteingewölben genügen ziemlich einfache Hilfsmittel. Bei diesen Gewölben handelt es sich namentlich darum, daſs die Lagerfugen auf der Schalung vorgezeichnet und markiert werden, wobei man biegsame Lineale benutzt; bei Backsteingewölben kann man auch Papierschablonen zu Hilfe nehmen, worüber Zeitschr. f. Bauw. 1871, S. 279 Näheres enthält.

In betreff der Gewölbe aus Werksteinen ist zunächst auf § 28 des II. Kapitels hinzuweisen, woselbst die graphischen Methoden und die Rechnungen vorgeführt sind, welche es ermöglichen, die Liniennetze schiefer Gewölbe auf einem Reiſsboden in natürlicher Gröſse zu verzeichnen und die Schablonen für die einzelnen Steine zu gewinnen. Auch von dem Heraustragen und Bearbeiten der Wölbsteine ist auf S. 222 bereits die Rede gewesen. Hier sei bemerkt, daſs auſser Schablonen, Richtscheiten und Winkeln mit einem biegsamen Schenkel auch sog. Schmiegen für die vorkommenden spitzen und stumpfen Winkel zur Verwendung kommen, ferner, daſs man für die Herstellung der windschiefen Flächen zweckmäſsigerweise zwei durch Stangen verbundene Richtscheite, eines mit parallelen und eines mit konvergierenden Kanten, zu Hilfe nimmt und daſs auch bei Bearbeitung der Laibungsflächen Schablonen, welche zu je zweien durch Querhölzer verbunden und auſserdem mit radial stehenden Ansätzen versehen sind, mit Vorteil verwendet werden.

Diese Hilfsmittel genügen in den meisten Fällen, um den Werksteinen die richtige Gestalt zu geben. Mit einer richtigen Bearbeitung der Steine muſs aber ein genaues Versetzen derselben Hand in Hand gehen. Zu diesem Zwecke muſs auf dem thunlichst unwandelbar hergestellten Lehrgerüst eine genaue Markierung der Fugeneinteilung vorgenommen werden. Bei dem *pont des quatre saisons* hat man auſserdem Drähte, welche in angemessener Weise ausgespannt wurden, mit Erfolg verwendet. Wegen der bezüglichen und wegen sonstiger Einzelheiten ist auf die Originalmitteilungen zu verweisen.[46])

[45]) Louvier in Lyon hat zum Stampfbeton für Gewölbe mit Erfolg anstatt Steinschlag Kohlenschlacken benutzt. Wochenbl. für Baukunde 1885, S. 275.

[46]) Von den auf S. 225 und sonst bereits namhaft gemachten Mitteilungen mögen hier hervorgehoben werden: Rumpf. Schiefe Wegebrücke bei Ellershausen. Notizbl. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1854, S. 554. — Hoffmann. Anleitung zu Entwurf und Ausführung schiefer Quaderbrücken-Gewölbe. Allg. Bauz. 1871. —



Eingehender soll ein Apparat besprochen werden, mit dessen Hilfe man die zur Bestimmung der räumlichen Lage eines Wölbsteins erforderlichen Elemente für ein schiefes Gewölbe mit kreisförmigem Normalschnitt in natürlicher Gröfse zeichnen bezw. auf dem Lehrgerüst festlegen kann.[47])

Fig. 36.

Der vorhin erwähnte Apparat, welchen der französische Ingenieur Gros konstruiert hat, ist mit den bei Benutzung desselben in Anwendung kommenden Schmiegen, Winkeln u. dergl. durch die Figuren 36 bis 41 veranschaulicht.

Der Apparat selbst (Fig. 36) besteht im wesentlichen aus einem „Laibungsstück" (*douelle*) und einer vertikalen Leitebene *P*, welche derart auf einem festen eisernen Gestell zusammen gelagert sind, dafs beide Teile alle erforderlichen Stellungen einnehmen können.

Das Gestell ist ein auf vier Füfsen stehender Rahmen, in welchem eine Klemmvorrichtung *F*, die Lager *E* und der Stab *T T*, welcher als Drehungsachse für die Leitebene *P* dient, angebracht sind.

Das Laibungsstück besteht aus fünf unter sich verbundenen parallelen Kranzhölzern *a*, deren obere Kanten *m o m'* genau nach der Form der Bogenlaibung eines normalen Gewölbeschnittes gekrümmt und zum Zweck der Aufnahme von Zeichnenpapier mit Karton oder einer Zinktafel überzogen sind. Vor Beginn der zeichnerischen Arbeit werden an dem Laibungsstück noch folgende Teile befestigt:

1. Auf den Rahmenhölzern *b b*, *b' b'* dünne rechteckige Latten *L*, *L'*, welche etwas über die Zeichenfläche vorstehen, sodafs durch die vorstehenden Kanten eine Ebene parallel zur Berührungsebene an die mittlere Erzeugende des Laibungsstücks festgelegt ist,
2. die eisernen Zapfenträger *p q*,
3. auf dem mittleren Kranzholze der eiserne Gradbogen *S*, dessen Mittelpunkt in die Achse *E* fällt und der eine Drehung des Laibungsstücks um 90° gestattet.

de Vialar. Pont des Quatre-Saisons (Chemin de fer de Rodez à Millan). Note sur la construction des voutes. Ann. des ponts et chaussées. 1878. I. S. 259. — Sampité. Appareil orthogonal dans les voutes dont la section droite est une ellipse surbaissée. Ann. des ponts et chaussées. 1882. II. S. 578.

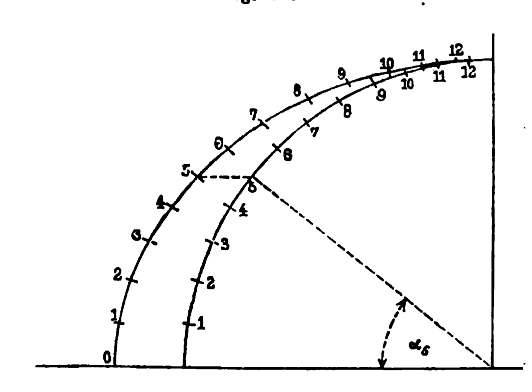
[47]) Gros. Note sur le tracé direct, en vraie grandeur, des panneaux des voussoirs d'une voute biaise à section droite circulaire. Ann. des ponts et chaussées. 1877. I. S. 583.

Die als Holztafel hergestellte Leitebene P (Fig. 36 a) kann mit Hilfe des Quadranten J, der Klemmschraube w und der Visierlinie xy des Gestells parallel zur Stirnfläche des Gewölbes festgestellt werden, wobei sie um die vertikale Achse TT gedreht wird. —

Der Apparat kann z. B. zur Bestimmung der räumlichen Lage der Stirn-Wölbsteine, wie folgt, benutzt werden.

Von dem Viertelkreis und der Viertel-Ellipse, welche bezw. die Form des Normalschnitts und der Stirnansicht des gegebenen Bogens der inneren Laibung darstellen, zeichne man einen Rifs in natürlicher Gröfse (Fig. 37), markiere auf der Ellipse die Teilpunkte 0, 1, 2 ..... der Wölbsteine und übertrage sie horizontal auf den Kreisbogen. α_5 sei der Winkel, welchen der zum Teilpunkt 5 gehörige Halbmesser mit der Horizontalen einschliefst. Will man die mühsame Arbeit des Zeichnens der Ellipse in natürlicher Gröfse, bei welcher aufserdem auch leicht Fehler unterlaufen, umgehen, so bestimme man die Teilpunkte in der Ellipse derart, dafs man annimmt, dieselben lägen in gleichweit entfernten Erzeugenden der Laibungsfläche. Dann ergiebt sich:

Fig. 37.

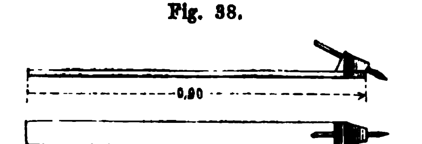


$$\alpha_5 = \frac{5 \cdot 180^0}{n},$$

wenn n die Anzahl der Wölbsteine des Stirnkranzes ist. Diese Annahme bringt es mit sich, dafs die Wölbsteine in der Nähe des Scheitels etwas stärker als am Kämpfer werden. Die Differenz ist jedoch bei Gewölben, deren Schiefe nicht unter 60° liegt, kaum bemerkbar.

Indem man nun den Gradbogen S auf α_5 einstellt, giebt man dadurch dem Laibungsstück eine solche Lage, dafs seine mittlere Erzeugende xy räumlich die zum Teilpunkte 5 gehörige Erzeugende darstellt. Ist auch die Leitebene P, der Schiefe des Gewölbes entsprechend, eingestellt, so zeichnet man mit Hilfe des Lineals (Fig. 38), das an einem Ende mit einem Bleistift versehen ist, und das man dabei auf der Leitebene gleiten läfst, auf dem Laibungsstück die Schnittlinie der Ebene P mit der Laibungsfläche, d. h. die innere Wölblinie 4 5 6 (Fig. 35).

Fig. 38.



Um auf der Ebene P die Stofsfuge 5 5' der Stirn zu zeichnen, legt man an die Ebene ein Winkelmafs (Fig. 39), wobei dessen Grundlinie $a c$ auf den Lattenkanten LL, $L'L'$ und der Schenkel $b d$ genau über den Punkt 5 — d. i. der Schnittpunkt der Erzeugenden xy mit der Laibungslinie 4 5 6 — zu liegen kommen mufs. Um ferner auf dem Laibungsstück die Lagerfuge 5 5'' ziehen zu können, stellt man daselbst den langen Schenkel der biegsamen Schmiege (Fig. 40) derart auf, dafs er die Kurve 4 5 6 tangiert und zieht die Linie 5 5'' an dem kurzen Schenkel $b d$. Verlängert man diese Linie zu beiden Seiten der 4 5 6, so erhält man genau genug die Schraubenlinie für die Lagerfuge der Laibung.

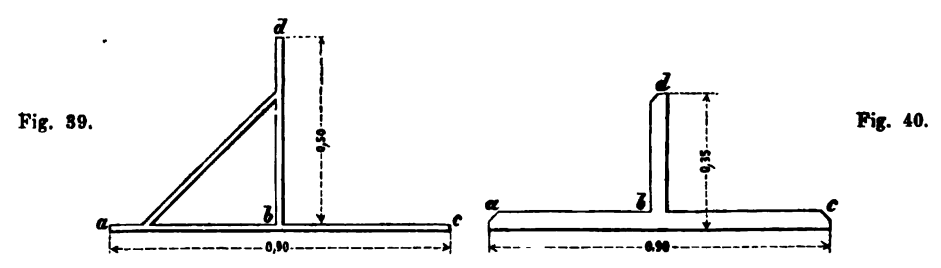


Fig. 39. Fig. 40.

Ehe man nun die Klemmschraube f löst, um den Gradbogen z. B. auf den Winkel α_6 einzustellen und das beschriebene Verfahren für diesen Winkel zu wiederholen, ist es nötig, die räumliche Lage der Stofsfuge 5 5' in Beziehung zur Lagerfuge 5 5'' und die Krümmung der letzteren festzuhalten, um danach die Form der Wölbsteinfläche 5'' 5 5' ausarbeiten zu können. Zu diesem Zwecke bedient man sich eines schiefen Winkelmafses (Fig. 41), dessen Schenkel $a c$ genau auf die Linie 5'' 5 19'' des Laibungsstücks (Fig. 41 a) und dessen Schenkel $b d$ auf die Richtung 5 5' der Ebene P eingestellt wird. Das so eingestellte Winkelmafs legt man dann auf ein Zeichnenblatt, zieht hier die Linie $b d$ und markiert die drei



Punkte a, b, c, durch welche man ohne erhebliche Fehler an Stelle der Schraubenlinie einen Kreisbogen schlagen kann.

Fig. 41.

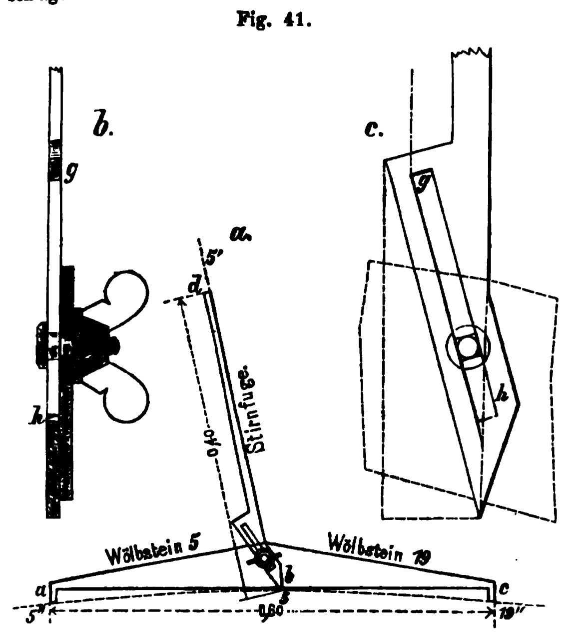
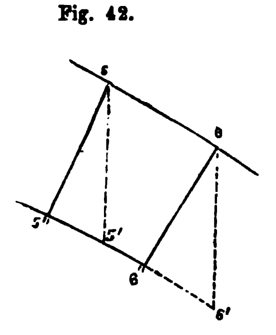


Fig. 42.



Wenn man die vorbeschriebenen Aufzeichnungen für alle Teilpunkte bis zum Scheitel vollendet hat, kann man das Zeichnenblatt, welches das Laibungsstück bedeckt, abnehmen. Die Lagerfläche z. B. des Wölbsteins 5 6 in der inneren Laibung kann man dann in der Abwickelung auf ein besonderes Blatt übertragen (Fig. 42), indem man die Linien 5 6, 5 5'' und 5 5' zeichnet. 5 5' ist die mittlere Erzeugende xy; 6 6'' steht senkrecht zum Bogen 5 6. Die Linie 5'' 6'', hintere Begrenzung der Lagerfläche, ist der Bogen 4 5 6 in der Richtung der Erzeugenden und parallel zu sich selbst um eine Strecke 5 5' verschoben.

§ 25. Ausrüstungs-Methoden.

1. Wenn das Gewölbe geschlossen ist, läfst man es, je nach der Spannweite, der Art der Materialien, der Witterungsverhältnisse und der Disposition, die in betreff Wiederverwendung des Lehrgerüstes getroffen ist, längere oder kürzere Zeit auf dem letzteren ruhen. Die Meinungen über die Zweckmäfsigkeit einer längeren oder kürzeren Wartezeit vom Gewölbeschlusse bis zur Ausrüstung sind geteilt. Während verschiedene Konstrukteure die Vornahme der Ausrüstung bald nach Schlufs des Gewölbes empfehlen[48]) — weil sie glauben, dafs dann der noch für äufsere Einwirkungen empfängliche Mörtel sich ohne schädliche Spannungen im Gewölbe und ungleichmäfsige Übertragung des Druckes auf die Lagerflächen zu erzeugen, der neuen Gleichgewichtslage des Gewölbes besser anzupassen vermöge, als ein durch längere Wartezeit erhärteter Mörtel — sind andere der entgegengesetzten Ansicht, indem sie behaupten, dafs es in erster Linie darauf ankomme, die Senkung des Gewölbes nach dem Ausrüsten, welche eben die der Stabilität nachteiligen Formänderungen herbeiführt, zu beschränken und dafs man dies durch die Vornahme der Ausrüstung bei vollständig erhärtetem Mörtel, also nach langer Wartezeit erreichen könne. Die Praxis der Neuzeit hat durch mannigfache, an grofsen Gewölben ausgeführte Beobachtungen die letztere Ansicht als die richtigere bestätigt. Eine längere Wartezeit wird für die Stabilität keines Gewölbes von schädlichem Einflusse sein; eine zu kurze Wartezeit hat aber schon häufig den Ruin eines Gewölbes verursacht, da der noch nicht erhärtete Mörtel mit Macht aus den Fugen an der inneren Laibung herausquellen und dadurch zugleich mit der Verkürzung der inneren Laibungslinie den Zusammensturz des Gewölbes herbeiführen kann.

[48]) Nouv. ann. de la constr. 1858, S. 36. Roy. Observations sur les avantages de décintrement en bref délai. — Morandière. Kap. III. S. 188.

Im allgemeinen wird man demnach die Wartezeit für Gewölbe über 20 m Spannweite nicht wohl unter vier Wochen bemessen dürfen. Für die Brücken der Arlberg-Bahn waren durchweg sechs Wochen festgestellt (vergl. auch die Angaben der Tabelle III in § 26). Für kleine Brücken, bei denen die Wartezeit verhältnismäfsig weniger einflufsreich ist, nimmt man unter Beachtung der bereits genannten Rücksichten verschiedener Art nach Ermessen weniger. Bei Ziegelgewölben wird man natürlich eine längere Wartezeit innehalten müssen, als bei Gewölben aus Quadern, und dabei die Witterung während der Ausführung und auch noch während der Wartezeit mit in Rechnung ziehen.

Beim Bau der Eisenbahnbrücke über die Aller bei Verden sind in dieser Beziehung lehrreiche Beobachtungen angestellt worden. Die Brücke hat 29 Öffnungen à 14 m, für welche 14 Lehrgerüste beschafft wurden. Die Senkung des Gewölbscheitels bei verschiedenen Öffnungen nach dem Ausrüsten, welche Arbeit 13 bis 15 Tage nach dem Schlufs derselben ausgeführt wurde, hat betragen bei den Bogen, welche gemauert waren:

1. bei warmer und trockener Witterung 24 mm,
2. bei veränderlicher Witterung 46 mm,
3. während abwechselnden Regenwetters 49 mm,
4. während anhaltenden Regenwetters 79 mm.

Vor dem Ausrüsten soll die Hintermauerung bis zur Bruchfuge vollendet werden, damit das Gewicht dieser Mauermassen den Gleichgewichtszustand des Gewölbes nach dem Ausrüsten nicht verändert. Bei Halbkreis-Gewölben ist diese Regel besonders zu beachten, da die Stützlinie ohne Vorhandensein der Hintermauerung aus dem Gewölbequerschnitt treten würde.

2. Das Ausrüsten soll mit der gröfsten Vorsicht geschehen, damit plötzliche Senkungen und der Stabilität nachteilige Erschütterungen im Gewölbe vermieden werden. Aus diesem Grunde sind die älteren Keilmethoden, bei denen dergleichen nicht zu umgehen ist, heutzutage, wo es bessere Methoden giebt, für die Ausrüstung bedeutender Gewölbe nicht mehr zu empfehlen.

Die Erfinder dieser neuen Methoden und nach ihnen viele andere Ingenieure bezeichneten als Hauptforderung, die man an ein gutes Ausrüstungssystem stellen müsse, die Möglichkeit, bei Anwendung desselben alle Teile desselben Gerüstes mit gemeinschaftlicher, beliebig zu regelnder Geschwindigkeit senken zu können. Die Erfüllung dieser Forderung ist aber nicht allein unnötig, sondern sogar schädlich, da jedes Gewölbe sich im Scheitel mehr senken wird, als am Kämpfer, bei gleichmäfsiger gleichzeitiger Senkung aller Teile des Gerüstes wird sich daher der Kämpfer bereits von jenem gelöst haben, während der Scheitel noch fest aufliegt. Dies kann sogar bei flachen Gewölben ein Rutschen in der Nähe der Kämpferfugen zur Folge haben; jedenfalls aber wird dadurch eine Neigung zum Öffnen der oberen Lagerfugen in der Nähe des Scheitels hervorgerufen. Deshalb mufs man diejenige Ausrüstungsmethode als die vollkommenste bezeichnen, welche dort, wo im Gewölbe ein gröfseres Setzen zu erwarten steht, auch eine teilweise, gleichmäfsig zu regelnde Senkung gestattet.

Von allen Mitteln zur Ausrüstung, als da sind Keile, Schrauben und Sandtöpfe und die in einzelnen Fällen zur Anwendung gekommenen Excentriks, schiefe Ebenen oder Verbindungen von Schrauben und Sandtöpfen, entspricht der obigen Anforderung nur ein einziges in vollkommener Weise. Dies sind die Schrauben im Umfange des Lehrbogens, welche Teile desselben in radialer Richtung bewegen können (Radialschrauben). Es mufs aber bemerkt werden, dafs die Anwendung der an und für sich sehr zu empfehlenden Radialschrauben mit grofsen Kosten und mit Unbequemlichkeiten verknüpft

ist und dafs man zur Zeit den Sandtöpfen, als dem billigsten und genügend sicheren Ausrüstungsmittel, den Vorzug giebt.

Fig. 43.

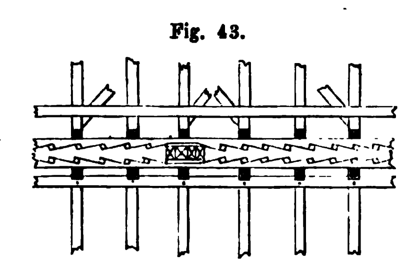
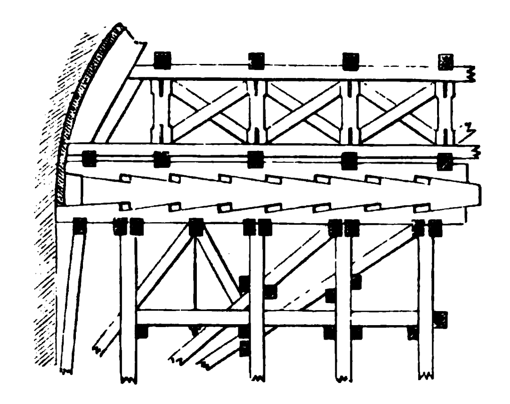


Fig. 44.
London-Brücke.



3. Die Keile bringt man entweder zwischen dem beweglichen Oberteil der Binder des Lehrgerüstes und der Unterstützung (F. 4, T. XVI) oder zwischen den Kranzhölzern und den Streben oder Ständern an (Fig. 29 *a*, S. 290). Bei den älteren Ausführungen lagen entweder kleinere Keile unter jedem Wölbsteine bezw. unter jedem Stützpunkte des Lehrgerüstes (T. XVI, F. 20) oder gröfsere Keile in Form von verzahnten Trägern unter den Stützpunktreihen desselben, bei welcher letzteren Anordnung die Träger parallel (Fig. 43) oder senkrecht (Fig. 44) zur Achse des Gewölbes gerichtet sein können.

Beispiele sind die Ausführung der Gloucester-, Blackfriars-, Waterloo- und London-Brücke in England u. a. m. Bei der erstgenannten, von Telford erbauten Brücke mufste man, obgleich die Keilflächen gehörig eingeseift waren, doch eine 12 Centner schwere Ramme benutzen, mit deren Hilfe erst nach 20 bis 30 Schlägen ein Lösen der Keile erreicht werden konnte.

4. Die ersten zweckmäfsigen Beispiele der Radialschrauben-Methode lieferten der Bau der Elbe-Brücke bei Wittenberge ($18^{50}/_{51}$) und der Ilmenau-Brücke bei Lüneburg (1859). (Fig. 45 und 46, S. 326.)

Die Schraubenvorrichtung bei erstgenannter Brücke (Fig. 45 *a* u. *b*) war folgende: Jede der sechs Bogenrippen des Lehrbogens konnte von unten mit Hilfe zweier Schrauben in radialer Richtung bewegt werden. Die gufseisernen Muttern der Schrauben waren von viereckiger Form und oben in die Riegel eingelassen, um ein Umdrehen zu verhindern. Die Schrauben selbst traten von unten durch eine Bohrung der Riegel und stiefsen am oberen Ende gegen eine gufseiserne Platte, durch welche das Holz der Bogenrippen gegen den Druck der Schrauben geschützt wurde. Zur bessern Führung der Rippen bewegten sie sich noch zwischen zwei hölzernen Backen, welche miteinander und mit den Riegeln verbolzt waren.

Bei der Ilmenau-Brücke hatte man insofern eine Verbesserung angebracht, als man, um die grofse Länge der Schrauben zu vermeiden, den Kopf derselben nicht unter die Riegel, sondern zwischen Riegel und Bogenrippe gelegt hatte, s. Fig. 46 *a*. Man braucht bei dieser Anordnung auch die Riegel nicht durch Durchbohren zu schwächen.

Abgesehen von dem Vorzuge der Möglichkeit der teilweisen Senkung, gewähren die Stellschrauben auch den grofsen Vorteil, dafs man während der Aufstellung, nach dem Belasten und beim Einwölben stets eine nachträgliche Justierung des Lehrgerüstes vornehmen kann.

Die Gleichmäfsigkeit und Gleichzeitigkeit der Senkung aller Punkte ist hier natürlich nur durch einen grofsen Aufwand von Arbeitskräften zu erreichen, aber die-

selbe ist auch, wie dargethan, durchaus nicht erforderlich, da es richtiger ist, wenn man vom Scheitel anfangend allmählich gleichzeitig nach beiden Seiten auf die Widerlager zugehend, die Schrauben um eine gleiche Anzahl von Gängen, (event. in der Nähe des Scheitels anfänglich sogar um einige mehr) dreht. Das Lösen der 40 Schrauben an der Ilmenau-Brücke geschah durch vier Arbeiter in 20 bis 30 Minuten.

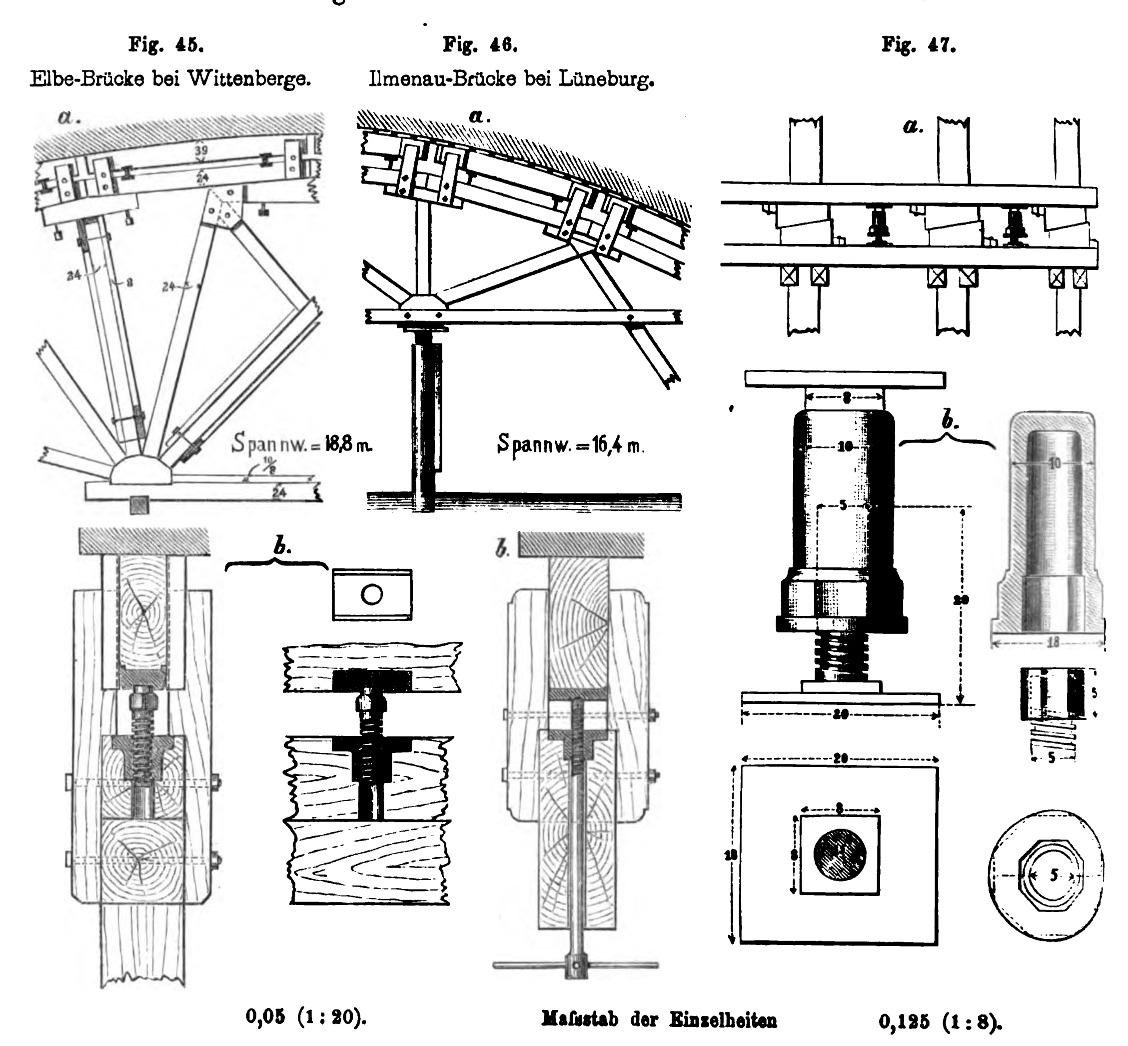


Fig. 45. Elbe-Brücke bei Wittenberge.

Fig. 46. Ilmenau-Brücke bei Lüneburg.

Fig. 47.

0,05 (1 : 20). Maßstab der Einzelheiten 0,125 (1 : 8).

5. **Vertikalschrauben**, welche unter den Stützpunkten des Gerüstes liegen und dasselbe vertikal senken, sind, weil bequemer und billiger, gebräuchlicher. Sie wurden zum ersten Male 1846 durch Dupuit beim Bau des Pont de Cé in Anwendung gebracht, nachdem ihm das Ausrüsten durch Keile mifsglückt war. Bis zum Beginn der Ausrüstung ruht das Lehrgerüst auf Keilen (Fig. 47 *a*), die kurz vor der Ausrüstung dadurch leicht herausgetrieben werden, dafs man die Schrauben zwischen die beiden Schwellen bringt und etwas anzieht.

Die von Dupuit konstruierten Schrauben[49]) unterscheiden sich von den jetzt gebräuchlichen (Fig. 48) nur dadurch, dafs die Schraubenmutter, in welche eine Schraube

[49]) Ann. des ponts et chaussées. 1855. II. S. 358. Décintrement des arches de ponts au moyen de verrins. Ferner ebendaselbst: 1856. I. S. 241; 1856. II. S. 307; 1858. II. S. 367.

mit linkem und eine mit rechtem Gewinde hineinfafst, in der Mitte liegt, welche Anordnung eine grofse Länge der Schrauben bedingt, welche der Stabilität derselben nachteilig ist.

6. **Sandsäcke und Sandtöpfe.** Den Vertikalschrauben am nächsten stehen die Sandsäcke, welche ebenfalls erst kurz vor der Ausrüstung aufgestellt zu werden brauchen. Der Erfinder dieses Verfahrens, Beaudemoulin, beschreibt die erstmalige Anwendung beim Bau des Viaduktes Port-de-Pile über die Creuse in den Annales des ponts et chaussées.[50]) Dies Verfahren (s. T. XVI, F. 21) ist jedoch veraltet, da es durch das bessere mittels der Sandtöpfe ersetzt worden ist.

Fig. 48.

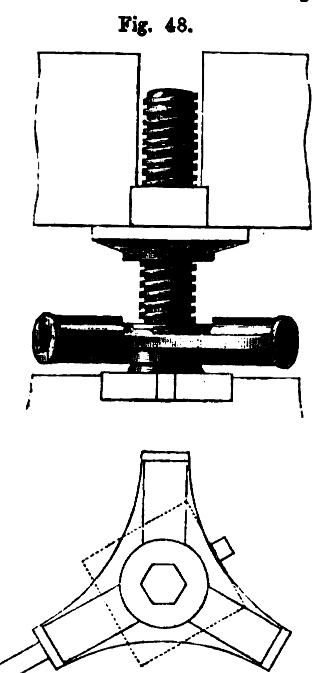
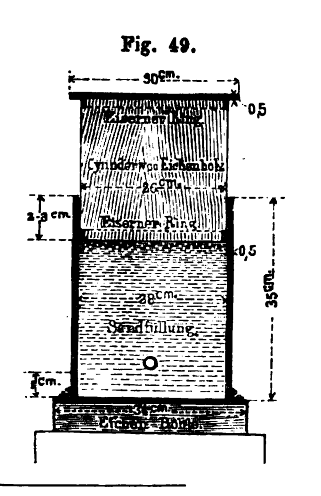


Fig. 49.



Die Sandtöpfe, deren Aufstellung allerdings nicht kurz vor dem Ausrüsten, sondern mit der Aufstellung des Lehrgerüstes zugleich geschehen mufs, kamen zum ersten Male 1854 beim Bau der Austerlitz-Brücke in Paris in Anwendung[51]). Die Töpfe oder Cylinder waren von 2 cm dickem Eisenblech, 30 cm hoch bei 30 cm Durchmesser, standen auf einer 3 cm dicken, quadratischen Holzplatte, und hatten statt der später gebräuchlichen, röhrenförmigen Ansätze zum Ausfliefsen des Sandes nur vier runde, in das Blech gestofsene Öffnungen, die mit Korkstöpseln geschlossen waren. Beim Ausrüsten machte man die Beobachtung, dafs die kleinen Sandkegel, welche sich beim Ausfliefsen des Sandes bildeten, sobald sie die nötige Gröfse erreicht hatten, trotz der ungeheuren Belastung, die auf den Stempeln ruhte, im stande waren, die eingetretene Senkung des Gerüstes zu hemmen.

Die jetzt gebräuchlichen Sandtöpfe (Fig. 49) sind cylindrisch, aus Eisenblech, mit angenietetem Boden und kurzen röhrenförmigen Ansätzen zum Ausfliefsen des Sandes, der fein und vorher am Feuer getrocknet sein mufs, versehen und tragen einen besonderen aus Hartholz gefertigten, durch Eisenringe verstärkten Stempel. Um die Feuchtigkeit möglichst vom Sande abzuhalten, werden sämtliche Teile mit Ölfarbe gestrichen, der Raum zwischen Stempel und Blechwand mit Cement ausgegossen oder mit geknetetem Thon ausgefüllt und jeder Topf dann noch mit geteertem Wachsleinen umwickelt.

Bezeichnet man die Anzahl der Sandtöpfe in einem Lehrbogen mit n, den Durchmesser des Stempels mit d, die Spannweite mit l in Meter, die Entfernung der Lehrbogen mit e in Meter, so kann man nach Winkler

$$d\ cm = 2\,l \sqrt{\frac{e}{n}}$$

annehmen. Die Blechdicke ist etwa zu 0,01 d und die

[50]) 1849. II. S. 129. (Croizette-Denoyers. Sur le décintrement des arches d'une grande ouverture). S. 162. (Beaudemoulin. Décintrement employé au pont de la Vienne et de la Creuse). Ferner a. o. O. 1854. II. S. 206; 1857. II. S. 22 u. 247; 1859. I. S. 183 und 1860. II. S. 1.

[51]) Allg. Bauz. 1862, S. 78.

Weite der Löcher zu 0,09 *d* zu wählen. — Die Vorzüge der Methode der Sandtöpfe bestehen in ihrer Billigkeit und in der bequemen Aufstellungs- und genügend sicheren Ausrüstungsweise.

Erwähnenswert ist eine Einrichtung, die beim Bau der Nagold-Brücke (Württemberg) mit einem Kostenaufwand von nur 80 M. getroffen wurde, um eine vorzeitige böswillige Entleerung der gufseisernen Sandtöpfe zu verhüten. Zu diesem Zwecke wurden die oberhalb der Entleerungs-Schieber befindlichen Schrauben mittels einer elektrischen Leitung derart verbunden, dafs bei jedem Entleerungs-Versuche elektrische Lärmapparate auf der Baustelle und im Zimmer des Brückenwächters in Thätigkeit treten mufsten.

Die Sandtöpfe der Gerdau-Brücke kosteten pro Stück 20 M., die der Berliner Stadteisenbahn (20 cm weit, 21 cm nutzbare Höhe unter dem Stempel) kosteten 10—12 M.

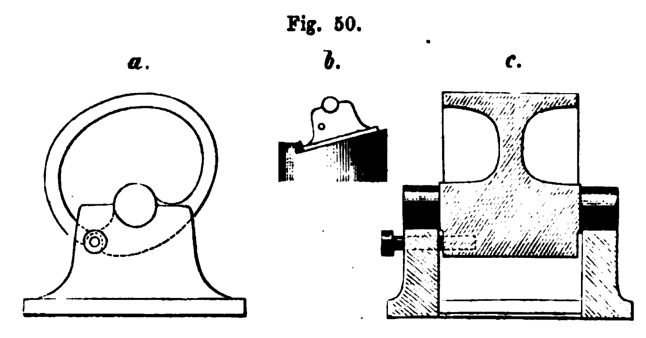
7. Von anderen hie und da zur Anwendung gekommenen Methoden, die aber sonst keine praktische Bedeutung haben, sollen nur die folgenden kurz aufgeführt werden:

Die Methode Lagrené (Sandsäcke, die im innern ein mit Wasser gefülltes Kautschukrohr tragen, um die anfängliche Senkung gleichmäfsiger zu machen); Methode Pluyette (horizontale, kreisrunde, gufseiserne Scheibe, die eine Schraubenfläche trägt, auf welcher die mit Rollen versehenen Ständer des Gerüstes gleiten und dadurch zum Sinken gebracht werden); Methode Guyot (Verbindung von Schrauben und Sandtöpfen, um die letzteren nicht gleich bei der Aufstellung der Gerüste anbringen zu müssen).[52])

Aufserdem mufs noch die von den vorstehend beschriebenen wesentlich verschiedene Methode mittels Anwendung von Excentriks[53]) Erwähnung finden, die soviel bekannt, nur ein einziges Mal beim Bau der St. Annen-Brücke in Hamburg zur Anwendung gekommen ist.

Auf jedem Pfahl der Unterstützungsreihen des Lehrgerüstes (Fig. 50 *b*) war ein Excentrik befestigt und über sämtliche Excentriks einer Pfahlreihe konnte sich die Schwelle des Lehrgerüstes mittels zweier Schrauben in horizontaler Richtung bewegen. Dabei war die Umgrenzungslinie des Excentriks (Fig. 50 *a*) so konstruiert und dasselbe so aufgestellt, dafs beim Beginn der horizontalen Bewegung der Schwellen, also beim Beginn des Ausrüstens, das Moment der Last des Gerüstes dem Reibungswiderstande, welcher sich der Bewegung des Excentriks entgegensetzt, das Gleichgewicht hielt, während bei weiterer Bewegung der Schwellen der excentrische Druck des Gerüstes eine Bewegung des Excentriks bezw. ein Senken des Gerüstes hervorrief.

Fig. 50.



Besondere Bedeutung kann dieser Methode nicht beigemessen werden, da die Schwierigkeit, alle Excentriks in gleicher Höhe anzubringen und besonders die anfängliche horizontale Bewegung der Lehrgerüst-Konstruktion dagegen sprechen.

8. Es können auch vereinzelte Fälle vorkommen, in denen man es besonderer Umstände wegen vorzieht, die Ausführung eines Gewölbes ohne Aufstellung eines eigentlichen Lehrgerüstes und ohne Anwendung eines der bisher beschriebenen Ausrüstungsverfahren vorzunehmen.

Diese Umstände können eintreten, wenn die zu erbauende Brücke eine Eisenbahn- oder Strafsen-Überführung ist, welche derartig in einem Einschnitte liegt, dafs bei Anwendung der gewöhnlichen Ausführungsmethode die Einschnittsmassen an der Baustelle vor Inangriffnahme des Baues bewegt und aufserdem zur Aufrechthaltung des Verkehrs der nebenliegenden Strafse ein Provisorium errichtet werden müfste. Zur Vermeidung des Provisoriums und um zu verhüten, dafs der Bau der Brücke in die ge-

[52]) Ann. des ponts et chaussées. 1852. II. S. 245. (de Lagrené. Notice sur les décintrements). — Daselbst. 1856, S. 311. (Appareil pour le décintrement du grand pont de la Marne à Nogent-sur-Marne). — Nouv. ann. de la constr. 1871, S. 101. (Guyot. Perfectionnement du décintrement au sable).

[53]) Deutsche Bauz. 1870, S. 49. Intze. (Neue Ausrüstungsmethode für gröfsere Gewölbe).

troffenen Dispositionen für die Bewegung der Gesamtmassen des Einschnittes störend eingreife, kann man, wenn der Einschnittsboden dazu die gehörige Festigkeit besitzt, die Wölbung statt auf hölzernem Lehrgerüste auf dem nach der Gewölblinie abgearbeiteten Erdboden vornehmen, nachdem die Baustelle mit Einschlufs der nebenliegenden Strafse mittels eines Stollens zur Förderung des Einschnittsbodens und des Materials der Baugruben unterfahren worden ist.

Das älteste Beispiel dieser Art, bei welchem übrigens der Stollen nicht zur Erdförderung benutzt worden ist, bietet der Bau einer 15 m weiten massiven Überführung in einem Einschnitte der Birmingham-Gloucester Eisenbahn bei Dunhampstead.[54])

Die neueste Anwendung dieser Methode geschah, soweit bekannt, bei Ausführung der Wege-Überführung über den 11 m tiefen Einschnitt bei Glattfelden in der Schweizerischen Nordostbahn (Linie Winterthur-Coblenz.[55]) Die Brücke hatte 19 m Weite (T. XVIII, F. 5).

Nachdem die Abgrabung des Erdklotzes, welcher das Lehrgerüst ersetzen sollte, beendet und die Aufmauerung der Widerlager bis zum Kämpfer gediehen war, wurden vier Lehrbogen, aus je drei Bohlen zusammengesetzt, mit ihrer ganzen Höhe in das Erdreich eingelassen und nach dieser Arbeit die letzte sorgfältige Planierung des Erdcylinders vorgenommen. Mit dem Fortschreiten der Mauerung wurden auf die Lehrbogen die Schalhölzer befestigt und je zwischen zwei Bogen nach Art der Eisenbahnschwellen mit Kies unterstopft, sodafs sie der ganzen Länge nach auf dem Terrain satt auflagen, wodurch ein Eindrücken der Lehrbogen unter der Last des Mauerwerks vermieden wurde. Zu beiden Seiten der Brücke und aufser Berührung mit dem Mauerwerk wurden wie für eine Tunnelmauerung Schablonen festgelegt, die neben der Gewölbelaibung noch die genaue Einteilung der Schichten zeigten und dazu dienten, die Ausführung der Mauerung und den Zustand der Lehrbogen während des Baues jederzeit genau untersuchen zu können. Nach Beendigung der Mauerung des Gewölbes wurde der Stollen möglichst rasch nach oben so erweitert, dafs die Ausrüstung vom Scheitel aus nach beiden Seiten ganz gleichmäfsig erfolgen konnte. Obgleich die Ausrüstung mehrere Tage dauerte, hat das Mauerwerk nach Beendigung derselben keinen Mangel gezeigt.

An dieser Stelle mag auch eine ähnliche aufsergewöhnliche Ausrüstungsmethode Erwähnung finden, die bei einer Brücke zu Ariamcoupon in Indien[56]) zur Anwendung kam. Der Flufs war unter der Brücke nur 1 m tief und hatte keine starke Strömung, sodafs man bequem und sicher zur Unterstützung des Lehrgerüstes fünf Pfeiler aus Ziegeln aufbauen konnte, von denen jeder vier auf Längsschwellen gelegte Sandsäcke trug. Das Lehrgerüst, welches auf den Sandsäcken ruhte, bestand aus Holzplatten, die in ihrer Zusammensetzung in der Brückenansicht eine polygonale Form zeigten und auf denen zuerst eine Ziegelflachschicht ausgebreitet und dann eine aus Steinbrocken und feuchtem Thon nach der Form der Gewölbelaibung gebildete zweite Schicht hergestellt war. Vor Beginn des Wölbens bedeckte man die so hergestellte Lehrgerüstfläche 5 mm hoch mit Sand und Kalk.

9. Das Ausrüsten bei hohen Viadukten und bei Anwendung fliegender Gerüste kann insofern Schwierigkeiten bereiten, als die Zukömmlichkeit zu den Keilen, Schrauben oder Sandtöpfen besondere Hilfsvorrichtungen erfordert. Zur Erläuterung dienen die folgenden Beispiele.

Für die Arbeit des Ausrüstens beim Indre-Viadukt gebrauchte man zwei Hilfsvorrichtungen, eine für das Losschlagen der Keile und für das Entfernen der Schalhölzer, eine andere für das Niederlassen der einzelnen Binder des Lehrgerüstes behufs deren Wiederverwendung.

Die erstgenannte Vorrichtung (T. XIX, F. 1, 2 u. 4) stellt als Hauptbestandteil einen auf Rollen auf der Stirnmauer längs der Achse des Viadukts beweglichen Wagen dar, in dessen Mitte eine Windetrommel aufgestellt ist, von welcher aus durch zwei über die Rollen a und a_1 und senkrecht am Viadukt herunterführende Seile eine fliegende Laufbrücke gehalten wird. Die Arbeiter gelangen auf die Laufbrücke mittels einer an die Pfeiler gelehnten Leiter, welche in F. 1 u. 2 nicht angegeben ist, und können, sobald man die Brücke in die gehörige Lage gebracht hat, die erforderlichen Handhabungen

[54]) Transact. of the inst. of civil-engineers. I. 1848, S. 136. Vergl. auch Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1873, S. 507. (Mehrtens. Über Ausrüstung gröfserer Brückengewölbe).

[55]) Die Eisenbahn. 1878, S. 109. (Rampacher. Gewölbte Überfahrtsbrücke bei Glattfelden).

[56]) Ann. des ponts et chaussées. 1872. II. S. 29. (Lamairesse. Procédés de construction spéciaux à Pondichéry).



vornehmen. Nachdem auf diese Weise zunächst die Keile entfernt worden sind, steigt der Zimmermann auf eine Bohlenunterlage, die zwischen den Bindern des Lehrgerüstes angebracht ist, löst die Schalhölzer und bindet dieselben an das Ende eines Seiles, welches ihm sein Gehilfe von oben zureicht. Dies Seil geht über die Rolle *e* und schlingt sich eine halbe Rundung um ein Querholz am Geländer des Wagens, damit der obere Arbeiter, der das andere Seilende in der Hand hält, im stande ist, erstens durch Anziehen den nötigen Rückhalt auszuüben, wenn sein Kollege unten das angebundene Lagerholz aus dem Gewölbe-Innern herausstöfst, und zweitens durch allmähliches Loslassen das Lagerholz zur Erde niederzulassen.

Bei der zweiten Hilfsvorrichtung, welche zum Niederlassen der einzelnen Lehrbogen des Lehrgerüstes diente, wurde ein dem vorigen ganz ähnlicher Wagen benutzt (T. XIX, F. 2ᵃ u. 3). Es sind an demselben im ganzen sechs Leitrollen vorhanden, drei zu jeder Seite des Viadukts in einem freihängenden Gestell, dessen zwei Rollen tragender, unterer Teil sich an die Stirnmauer des Viadukts lehnen kann und dessen oberer Teil mit der dritten Rolle in der Längsachse des Wagens, in der Mitte zwischen den Hauptträgern desselben befestigt ist.

Die F. 3 stellt den schwierigsten Teil der Operation, das Niederlassen der letzten Binder in der Mitte des Gewölbes dar. Das eine der erforderlichen Seile geht von der Windetrommel aus zunächst über die obere Rolle, dann über eine der beiden Rollen bei *e* und von dort über eine Rolle der mit einem Haken versehenen Flasche *k*, welche etwas über dem Schwerpunkt des Lehrbogens an der Hängesäule desselben durch Schlingen befestigt ist. Von der Rolle der Flasche *k* aus geht das Seil nach der zweiten Rolle bei *e* zurück und ist bei *t* am unteren Riegel des Windebockes befestigt.

Das zweite Seil ist an der Hängesäule oberhalb der Flasche *k* befestigt, geht durch je eine Rolle bei *g* und bei *f* und schlingt sich in einer halben Rundung um den unteren Riegel des Windebockes, damit der das Seilende führende Arbeiter bei *o* im stande ist, nötigenfalls den erforderlichen Rückhalt auszuüben oder loszulassen. Sobald nun die Windetrommel gedreht wird und das Seil zum Rückhalten entsprechend gelockert ist, kann sich der Lehrbogen auf den Pfeilervorsprüngen der Kämpfer vorwärtsschieben und die in der F. 3 angedeutete, etwa 70 Grad gegen den Horizont geneigte Stellung einnehmen. Wiederholt man nun nach und nach die angegebenen Operationen an der Windetrommel und am losen Seilende bei *o*, so kann man den Lehrbogen allmählich von der ersten geneigten Stellung *rp* in die Stellungen *pq*, *qs*, *st* u. s. w. und schliefslich in die Endstellung *sy* bringen, bei welcher derselbe immer noch am Kämpfer unterstützt bleibt. Dreht man nun zum letzten Male die Winde noch ein wenig und lockert das Rückhaltseil, so hängt der Lehrbogen in der Schwebe und kann zur Erde niedergelassen werden. Während der eben beschriebenen Operation regeln zwei Arbeiter von der Sohle aus mittels der an den Streben des Lehrbogens befestigten Seile *z*, den Weg desselben.

Mit einem Exemplar dieser Hilfsvorrichtung sind sämtliche 354 Binder der Lehrgerüste demontiert worden.

Die Hilfsvorrichtungen zum Ausrüsten und Niederlassen der Lehrbogen bei fliegenden Gerüsten mit horizontaler Transportbahn, wie bei dem Morlaix-, Aulne- und Daoulas-Viadukt, gestalteten sich einfacher, da die vorhandenen Gitterträger der Dienstbrücke und die Laufkrahne genügten, um an denselben eine fliegende Laufbrücke aufzuhängen, wie T. XV, F. 3 u. 3ᵃ zeigt.

§ 26. Formänderung des Gewölbes.[57])

1. Formänderungen im Gewölbe werden durch die Senkung des Lehrgerüstes, durch das Setzen des Gewölbes und eintretendenfalls durch ein Weichen der Widerlager, sowie auch durch Temperaturänderungen hervorgerufen.

a. Unter der Mitwirkung der Last der allmählich fortschreitenden Wölbung ändert das Lehrgerüst mehr und mehr seine Form. Würde dabei der Mörtel bis zur Vollendung des Gewölbes weich bleiben, so könnte das Gewölbe, ohne dafs Spannungen in ihm entstehen, den Formänderungen des Lehrgerüstes folgen. In Wirklichkeit tritt aber schon vor Vollendung des Gewölbes eine allmähliche Erhärtung des Mörtels ein, sodafs das Gewölbe den Formänderungen nur folgen kann, indem in ihm Spannungen entstehen oder einzelne Fugen sich öffnen.

---

[57]) Unter Benutzung eines Vortrags von Winkler über die Lage der Stützlinie im Gewölbe. Deutsche Bauz. 1880, S. 58. Man vergleiche hierzu auch Deutsche Bauz. 1879, S. 117, 127 u. 130, sowie 1880, S. 184, 210 u. 243.

Bei flachen Bögen entstehen offene Fugen in der äufseren Laibung an den Kämpfern, bei Halbkreis- und elliptischen Bögen an höher liegenden Bogenteilen. Beim Ausrüsten öffnen sich die Fugen infolge der Zusammendrückung des Bogens noch mehr, während sie sich unter der Wirkung der entstehenden Momente und der hieraus sich ergebenden Verdrehungen auch zum Teil wieder schliefsen. Eine Untersuchung mit Hilfe der Elasticitätstheorie ergiebt, dafs der aus beiden Ursachen sich zusammensetzende Betrag, um welchen die Fugen sich wieder schliefsen, im allgemeinen kleiner ist, als der durch die Senkung des Lehrgerüstes erfahrungsmäfsig hervorgerufene Betrag. Demnach bleiben im allgemeinen nach dem Ausrüsten Fugen offen, sodafs z. B. bei flachen Bögen eine Berührung der Lagerflächen an den unteren Kanten der Kämpferfugen oder vielmehr an einer diesen Kanten naheliegenden Stelle eintritt. Das Gewölbe verhält sich alsdann so, als ob es auf Gelenken ruhte, die sich nahe an den unteren Kanten der Kämpferfugen befinden. Bei Gewölben mit grofsem Pfeilverhältnis werden diese Gelenke an den Berührungspunkten der Stützlinie mit der inneren Wölblinie, d. h. nahe der Bruchfuge, liegen. Bei diesen Gewölben ist es allerdings möglich, dafs die vor dem Ausrüsten geöffneten Fugen sich nach dem Ausrüsten wieder schliefsen und dafs andere Fugen sich öffnen, falls die Zugfestigkeit des Mörtels dies nicht verhindert.

Dafs man der Formänderung des Lehrgerüstes durch vorherige Belastung entgegentreten kann, ist bereits in § 22 erwähnt worden. Eine vollständige Beseitigung der Senkung ist aber schon deshalb nicht möglich, weil der Druck an einer und derselben Stelle des Lehrgerüstes, wie in § 14 nachgewiesen wurde, sich mit dem Fortschreiten der Wölbung ändert.

b. Beim Ausrüsten senkt sich das Gewölbe etwas, es ändert sich somit die Krümmung an den einzelnen Stellen. Der Krümmungsradius wird am Scheitel gröfser, an den Kämpfern kleiner, die Stützlinie rückt also im Scheitel hinauf, an den Kämpfern dagegen herab. Dies würde auch dann eintreten, wenn die Widerlager unverrückbar wären. Die Widerlager sind aber, ebenso wie das Gewölbe, elastischen Formänderungen unterworfen; unter Umständen kann auch die Basis des Widerlagers eine Drehung zulassen. In der Regel wird durch den Gewölbeschub eine kleine Drehung nach hinten bewirkt, welche gleichzeitig eine geringe Vergröfserung der Spannweite und eine kleine Drehung der Kämpferfugen im Gefolge hat. Beide Bewegungen bedingen ein Heben der Stützlinie im Scheitel und ein Senken derselben an den Kämpfern. Wenn die Stützlinie infolge der Formänderung des Lehrgerüstes bereits durch die inneren Kanten der Kämpferfugen ging, so tritt beim Weichen der Widerlager nur eine Hebung der Stützlinie im Scheitel ein. Bei überwiegendem Erddruck auf die Hinterfläche der Widerlager kann auch die umgekehrte Erscheinung: eine Senkung der Stützlinie im Scheitel und eine Hebung derselben an den Kämpfern eintreten.

c. Auch Temperaturänderungen bringen ein Heben und Senken der Stützlinie hervor. Bei einer Temperaturerhöhung mufs der Scheitel infolge der Verlängerung des Bogens sich heben, d. h. die Stützlinie im Scheitel sich senken und am Kämpfer heben. Bei einer Temperaturabnahme tritt der umgekehrte Fall ein. Da nun im allgemeinen durch die Senkung des Lehrgerüstes, das Setzen des Gewölbes und das Ausweichen der Widerlager dieselbe Verschiebung der Stützlinie entsteht, wie bei einer Temperaturverminderung, so würde es, wenn nicht andere Rücksichten davon abhielten, ratsam sein, die Gewölbe bei möglichst niedriger Temperatur auszuführen, um zum wenigsten die Einwirkungen der letzteren unschädlicher zu machen. — Beobachtungen über den Einflufs der Temperatur bei steinernen Brücken sind nur wenige bekannt. Ein Beispiel bietet

die Claix-Brücke über den Drac (vergl. § 27). Zwei Jahre nach ihrer Erbauung beobachtete man die Scheitelhöhe im Vergleich zu einem festen Punkte und fand folgende Höhenunterschiede:

am 12. Februar 1876 bei 7° Cels. unter Null 0,217 bis 0,212 m,
„ 10. August 1876 „ 45° „ über „ 0,205 „ 0,210 m,

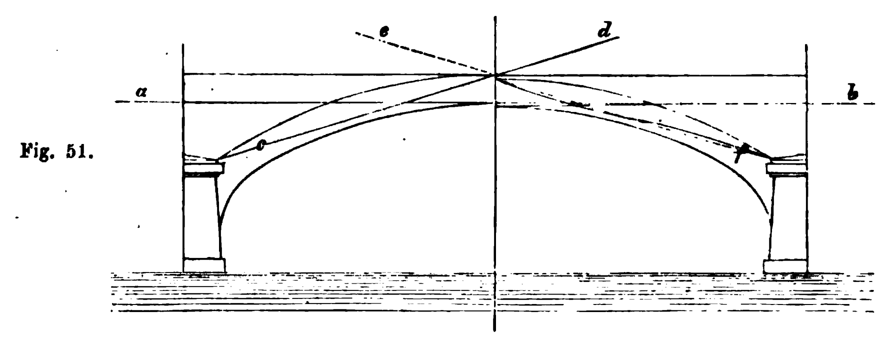
also bei einer Temperaturzunahme von 52° Cels. eine Scheitelhebung von durchschnittlich 7 mm. Im Gewölbe zeigte sich dabei kein Riſs, wohl aber in der Stirnverkleidung. Diese Risse kamen im Winter und verschwanden im Sommer wieder.

Auch bei der Nagold-Brücke in der Nähe von Teinach (Württemberg), deren Gewölbe 33 m weit gespannt ist, beobachtete man eine Bewegung des Scheitels, welche bei 2½° Cels. etwa 1 mm betrug.

2. Die Messung der Senkungen oder Hebungen erfolgt vielfach durch Nivellement, indem man in der Stirn des Gewölbes an bestimmten Stellen Visierpunkte anlegt, deren Ordinaten man mit der Ordinate eines Fixpunktes vergleicht. In dieser Weise geschah die erwähnte Messung bei der Claix-Brücke an der stromaufwärts und auch an der stromabwärts liegenden Stirn. Auch das Beschnüren der Stirnflächen mit Horizontal- und Normallinien ist ein Mittel, um die Veränderungen der Lage der Wölbsteine während und nach der Wölbung zu messen.

Für gröſsere Weiten empfiehlt es sich, vor der Ausrüstung horizontale oder geneigte gerade Linien (*ab*, *cd* und *ef*, Fig. 51) direkt auf die Stirnfläche des Gewölbes zu ziehen und zwar in solcher Ausdehnung, daſs die Endpunkte derselben möglichst an einer späteren Senkung des Gewölbes nicht Teil haben können. Die Veränderung dieser Linien giebt dann die eingetretene Senkung an.[58])

Fig. 51.



Eine besondere Einrichtung zum genauen Messen der Bewegungen des Gewölbescheitels hatte man beim Umbau der Brücke von Champigneules[59]) getroffen. Die Einrichtung bestand im wesentlichen aus drei Teilen: einem in der Form eines Fischträgers angeordneten, aus Eisen-Gitterwerk hergestellten Balancier von 22,7 m Länge, der in seiner Mitte um eine im Widerlager angebrachte Achse drehbar und dessen eines Ende mit dem Schluſsstein fest verbunden war; einer eisernen Nadel von 4 m Länge, die in 20 cm Abstand von ihrem, dem Balancier zugekehrten Ende um eine feste Achse und

[58]) Morandière. Kap. III. S. 189. — Ann. des ponts et chaussées. 1832. II. S. 83. (Prony. Notice sur les inflexions qu'avaient subies, après un laps de vingt années, des lignes droites tracées sur le plan des têtes de l'arche du milieu du pont Louis XVI avant son decintrément, conséquences relatives à la résistance des ciments comprimé, formules et table pour la calcul de changement que le tassement fait éprouver à une voute en arc de cercle). — Vergl. auch: Protokoll des sächs. Ing.-Ver. 1877. 90. Vers. S. 3. (Köpcke. Die Messung von Bewegungen an Bauwerken mittels der Libelle). Civiling. 1877, S. 379. Dasselbe.

[59]) Ann. des ponts et chaussées. 1880. I. S. 324.

deren anderes Ende auf einer Teilung sich bewegten; endlich einer Lenkstange, welche das freie Ende des Balanciers mit dem kurzen Ende der Nadel verband. Die Bewegungen des Bogenscheitels übertrugen sich demnach in zwanzigfach vergröfsertem Mafse auf das Nadelende über der Teilung, vergl. auch die Beschreibung des Umbaues der genannten Brücke in § 31.

3. Über die Gröfse der Gewölbesenkung bei verschiedenen grofsen Brücken nach dem Ausrüsten giebt nachfolgende Tabelle III (S. 334) Aufschlufs.

Dieselbe giebt Veranlassung zu bemerken, dafs für gröfsere Öffnungen, wenn man die Senkung nach dem Ausrüsten möglichst beschränken und eine lange Wartezeit innehalten will, die Anwendung von in der Mitte des Scheitels festunterstützten Lehrgerüsten den gesprengten vorzuziehen ist. Unzuträglichkeiten können feste Lehrgerüste nur herbeiführen, wenn etwa das Mauerwerk der Fundamente und Widerlager während des Wölbens und später sich stark setzt. Für kleinere Öffnungen und für hohe Bauten, bei denen die festen Unterstützungen zu kostspielig werden, sind gesprengte Lehrgerüste am Platze.

§ 27. Mittel zur Verminderung der Formänderungen der Gewölbe.

1. Die im vorigen Paragraph besprochene, aus verschiedenen Ursachen eintretende Hebung bezw. Senkung der Stützlinie führt in vielen Fällen ein Heraustreten derselben aus dem Kern des Gewölbes herbei, giebt also zu Zugspannungen, und als Wirkung derselben, zur Bildung von Rissen und offenen Fugen Anlafs. Gröfsere offene Fugen, welche man vor dem Ausrüsten mit Sicherheit wieder schliefsen kann, sind dabei weniger gefährlich als feine Risse, die sich der Beobachtung entziehen oder die man nicht vollständig wieder beseitigen kann. Obwohl nun bei Anwendung eines Cementmörtels leichter feine Risse entstehen, als bei Anwendung anderer Mörtelarten, so eignet sich der erstere doch mehr für die Ausführung gröfserer Gewölbe, als die letzteren, weil er infolge seiner raschen Bindekraft und gröfseren Festigkeit im stande ist, gröfseren Formänderungen, insbesondere auch einer Verkürzung oder Verlängerung des Bogens kräftig entgegenzuarbeiten. Man hat es bei Anwendung des Cementmörtels auch leichter in der Hand, die Stofsfugen grofser Wölbsteine vollständig zu füllen, eine Arbeit, die beim Gebrauch anderer Mörtelarten, wie in § 21 bereits erörtert wurde, Schwierigkeiten macht. Nach heutigen Ansichten bildet daher die Anwendung eines sachgemäfs bereiteten Cementmörtels ein wichtiges Mittel zur Verhinderung von Formänderungen bei Ausführung von Gewölben.

Ferner sind hier die Ringgewölbe (vergl. S. 317) insofern zu erwähnen, als bei Anordnung einzelner Ringe die Senkungen des Lehrgerüstes vermindert werden. Im übrigen bietet aber dies Verfahren keine wesentlichen Vorteile bezüglich der Formänderungen, auch sind neben gelungenen einschlägigen Ausführungen solche bekannt, bei welchen die Ringgewölbe sich nicht sonderlich bewährt haben.

2. Sonstige Mittel sind:

a. Herstellung von nach dem Ausrüsten zu schliefsenden Lücken im Gewölbe, am Kämpfer und im Scheitel oder auch nur am Kämpfer,

b. Herstellung von vor dem Ausrüsten zu schliefsenden Lücken am Kämpfer,

c. Anbringung provisorischer oder definitiver Gelenke,

d. Schliefsen des Gewölbes an mehreren Stellen.

Das unter a. bezeichnete Mittel kommt nicht selten in Anwendung und bezweckt eine Festhaltung der Stützlinie innerhalb gewisser Grenzen. Man unterbricht im Scheitel,

Tabelle III.

Senkungen gröſserer Lehrgerüste und Gewölbe während der Ausführung und nach dem Ausrüsten.[1])

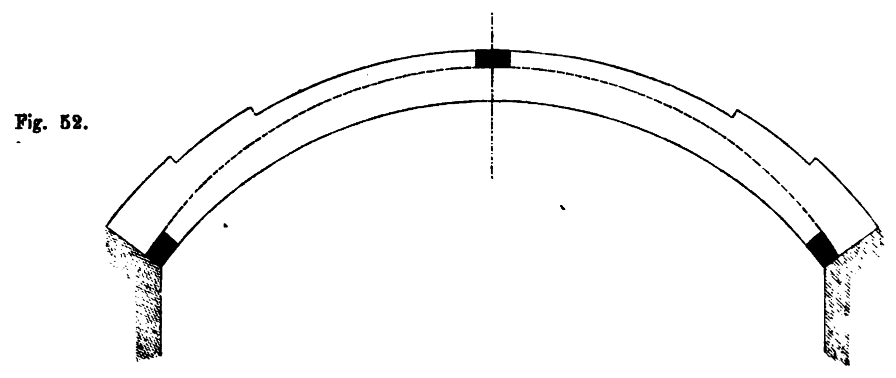
Name des Bauwerks und Art der Ausführung.	Baujahr.	Baumaterial des Gewölbes.	Lehrgerüst		Dimensionen des Gewölbes		Die Ausrüstung		Die Senkung betrug		
			System	Überhöhung m	Spannweite m	Pfeil m	begann nach Schluſs des Gewölbes Tage.	dauerte für eine Öffnung Tage à 10 Std.	während des Wölbens m	nach dem Ausrüsten m	im Ganzen m
1) Es liegen Keile unter jedem Wölbsteine.											
1. Brücke zu Mantes (groſser Bogen) .	1764	Quader	gespr.	0,32	39,00	11,38	13	10	0,325	0,231	0,556
2. „ „ „ (kleiner Bogen) .	1764	do.	„	0,24	35,00	10,89	—	—	0,243	0,189	0,432
3. St. Edmunds-Brücke zu Nogent über die Seine	1768	do.	„	0,08	29,25	8,60	3	5	0,074	0,338	0,412
4. Neuilly-Brücke über die Seine . .	1772	do.	„	0,40	39,00	4,20	18	19	0,360	0,260	0,620
5. Brücke über die Dora, Turin . .	1823	Granit	fest	0,26	45,00	5,5	20	5	—	0,150	0,190
6. Kaiser-Franzensbrücke in Carlsbad .	1826	Sandstein	„	0,26	30,34	4,04	—	5	—	0,220	0,220
7. Chester-Brücke über den Dee . .	1834	Granit Sand- und Kalkstein	„	—	61,00	12,81	—	—	0,00	0,065	0,065
2) Keile in Form verzahnter Träger.											
8. Waterloo-Brücke, London	1817	Granit	gespr.	—	38,88	9,75	—	—	—	0,040	0,040
9. London-Brücke, „	1824	do.	fest	—	46,35	9,00	—	—	—	0,063	0,063
10. Gloucester-Brücke, „	1826	do.	„	—	45,72	10,67	—	—	—	0,025	0,025
3) Ausschneiden der Lehrgerüststreben.											
11. Viadukt bei Görlitz (N. M. E.) . .	1847	Granit	„	—	22,28	11,14	—	—	—	0,060	0,060
4) Keile unter den Stützpunkten.											
12. Fulda-Brücke bei Kragenhof . . .	1855	Quader	„	0,07	21,00	10,50	—	—	0,103	0,006	0,109
13. Aller-Brücke bei Verden	1862	Ziegel	„	0,05	14,00	2,00	14	—	0,025	0,050	0,075
5) Sandsäcke.											
14. Viaduc de Port de Pile sur la Creuse	1848	Ziegel	„	0,09	31,00	11,00	25	—	0,045	0,075	0,120
6) Methode Lagrené.											
15. Viaduc de la Rocheservière . . .	1851	Werk- und Bruchstein	„	—	22,00	11,00	—	0,5	—	0,03	0,030
7) Vertikalschrauben.											
16. Neiſse-Thal-Viadukt bei Zittau . .	1858	Quader	„	0,14	17,00	8,50	120	—	0,147	0,011	0,157
17. Pont Napoléon à Saint Sauveur . .	1860	Werk- und Bruchstein	„	—	42,00	21,00	30	—	—	0,005	0,005
8) Radialschrauben.											
18. Elbe-Brücke bei Wittenberge . .	1850	Ziegel	„	0,08	18,83	3,15	—	—	0,041	0,033	0,073
19. Ilmenau-Brücke bei Lüneburg . .	1859	do.	„	—	16,36	2,34	4—8	0,05	0,032	0,012	0,044
9) Sandtöpfe.											
20. Austerlitz-Brücke	1854	Vassy-Cement und Meulières	„	—	32,24	4,10	—	—	—	0,035	0,035
21. Gerdau-Brücke bei Uelzen . . .	1860	Ziegel	„	—	13,00	6,50	10—17	—	0,014	0,010	0,024
22. Pont de Tilsit, Lyon[2])	1862	Quader	„	0,05	22,84	2,75	40	—	0,00	0,00	0,00
23. Oker-Brücke bei Oker	1864	Kalkstein	„	—	14,60	7,30	7	—	0,018	0,018	0,036
24. Aulne-Viadukt	1866	Quader	gespr.	—	22,00	11,00	24	—	0,090	0,015	0,105
25. Claix-Brücke über den Drac . . .	1874	Bruchstein	fest	—	52,00	7,40	42	0,03	0,004	0,000	0,004
26. Nagold-Brücke bei Teinach . . .	1882	Sandstein	„	—	33,00	3,30	42	—	—	0,043	0,084
27. Wäldlitobel-Brücke der Arlbergbahn	1884	Bruchstein	„	0,30	41,00	13,23	145	—	0,178	0,048	0,226

[1]) Über eine auſsergewöhnliche Senkung einer Brücke (über die Lenne bei Lethmathe) vergl. Muyschel. Vortrag im Arch.-Ver. zu Berlin. Zeitschr. f. Bauw. 1871, S. 395.

[2]) Vergl. Morandière, Kap. III, § 3. Tassement des voutes, S. 189 und Kap. V, § 2, S. 488. Modes divers de décintrement.

fast bis zu 1/3 der Gewölbdicke (Fig. 52) von der äufseren Laibung aus, und (bei Segmentbogen) am Kämpfer, ebenfalls fast bis zu 1/3 der Gewölbdicke von der inneren Laibung aus, die Berührung der Schichten oder die Druckübertragung durch Fehlenlassen von Mörtel oder Steinschichten oder durch Anarbeiten von Druckflächen bei Quadern. Erst nach dem Ausrüsten sind die offen gelassenen Fugen auszugiefsen, bezw. die fehlenden Steinschichten einzusetzen.

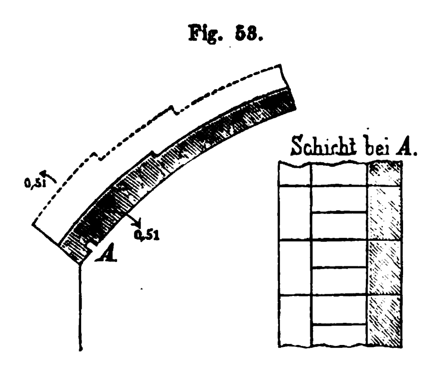
Fig. 52.



Nach dieser Methode wurde u. a. im Sommer 1877 in der Schlufssteinschicht mehrerer in Ziegeln ausgeführten Gewölbe des Kuhle-Viaduktes in Barmen auf der Baustrecke Düsseldorf-Hörde der rheinischen Eisenbahn (Stichbogen von 11 m Spannweite und 2,75 m Pfeil, sowie Halbkreisbogen von 13,75 m Spannweite und 3 Stein Scheitelstärke) eine Aussparung von 1/2 Stein Stärke, welche man erst nach dem Ausrüsten ausmauerte, angelegt. Inwieweit es mit Hilfe dieses Verfahrens gelungen war, die Stützlinie nach der Bogenmitte zurückzudrängen, konnte nicht mit Sicherheit entschieden werden. Scheitelfugen hatten sich allerdings nicht gezeigt, aber dieselben waren auch bei der Ausführung der übrigen Gewölbe, welche sehr solide und mit vollem Schlufs hergestellt worden waren, nicht entstanden. Risse in der Nähe der Kämpfer bei den Stichbogen und in der Nähe der Bruchfuge bei den Halbkreisbogen waren aber trotz Scheitelbelastung der Lehrgerüste und Anwendung aller sonstigen Vorsichtsmafsregeln nicht zu vermeiden gewesen. Dieselben nahmen an Weite so lange zu, bis die Gewölbe geschlossen, von da ab blieben sie unverändert.

Im Frühjahr 1878 wurde mit der Herstellung der Gewölbe des Bartholomäus-Viaduktes ebendaselbst (Stichbogen von 11 m Spannweite und 2,75 m Pfeil) begonnen und es kamen dabei die im Jahre 1877 beim Kuhle-Viadukt schon mehrfach benutzten Lehrgerüste wieder zur Verwendung. Die ersten Gewölbe wurden in derselben Weise wie beim Kuhle-Viadukt ausgeführt. Dabei zeigten sich die Kämpferrisse wieder und zwar erheblich stärker, was hauptsächlich der Beschaffenheit der Lehrgerüste zugeschrieben wurde, welche durch das mehrmalige Abbrechen und das Lagern während des Winters u. s. w. gelitten hatten.

Fig. 53.



Es wurden deshalb, um die Lehrgerüste nicht zu stark zu belasten, die übrigen Gewölbe aus je zwei 0,38 m starken Ringen hergestellt. Sodann wurde in einer geeigneten Schicht des unteren Ringes, gewöhnlich der fünften vom Kämpfer aus gerechnet, an der inneren Laibung eine Läuferreihe von 1/2 Stein Breite ausgespart (Fig. 53), aber der bequemeren Ausführung der anschliefsenden Schichten wegen nicht ganz weggelassen, sondern statt in Mörtel in trockenen Sand gesetzt, sodafs diese Reihe wegen ihrer Nachgiebigkeit fast als nicht vorhanden angesehen werden konnte. Eine Aussparung im Scheitel wurde diesmal wegen der geringen Stärke daselbst nicht für nötig gehalten. Der Erfolg hat gezeigt, dafs durch diese Anordnung die Kämpferrisse im unteren Ringe völlig vermieden werden konnten.

Beim Überwölben des zweiten Ringes, wobei indessen der Scheitel auf entsprechende Breite links und rechts belastet wurde, zeigte sich nirgends ein Rifs. Nach dem Ausrüsten und Freimachen der Gewölbe wurden die in Sand gesetzten Läuferreihen herausgenommen, die Lücken vom Sande sorgfältig

gereinigt und dann eine Läuferreihe mit Cementmörtel eingesetzt. Ein rasch abbindender Mörtel war hierzu erforderlich, um ein Herausfallen der Steine zu verhüten, was bei der Steilheit der Fugenrichtung unter Anwendung von gewöhnlichem Mörtel leicht hätte geschehen können.

Dieses Verfahren wurde von Anfang Juni 1878 ab noch bei mehreren Viadukten der genannten Linie angewendet.

Das von Housselle vorgeschlagene, unter b. genannte Mittel ist von dem erstbeschriebenen wesentlich verschieden, da es nicht eine Verschiebung der Stützlinie nach der Bogenmitte erstrebt, sondern nur bezwecken will, dafs das Gewölbe möglichst tadellos als ein ununterbrochener gekrümmter elastischer Stab hergestellt wird.[60]) Housselle will die unvermeidlichen Risse beim Wölben von vorneherein absichtlich herstellen und zwar in einer Weise, dafs man sie, nachdem das Gewölbe im übrigen vollendet ist, jedoch noch vor dem Ausrüsten, mit Sicherheit wieder schliefsen kann (Fig. 54).

Es ist schwer zu entscheiden, welcher der Methoden a. und b. etwa der Vorzug zu geben sei. Durch die Herstellung offener, nach dem Ausrüsten zu schliefsender Fugen kann man zwar die Stützlinie zwingen, während der Formänderung des Lehrgerüstes und nach dem Ausrüsten nicht aus dem Kern des Gewölbes herauszutreten. Das Auftreten von Zugspannungen vermeidet man also im allgemeinen, obgleich ein Öffnen der Kämpferfuge bei A (Fig. 55) nicht ganz verhindert werden kann. Ein Nachteil ist auch der Umstand, dafs das Material der nach dem Ausrüsten geschlossenen Lücken hinsichtlich des Eigengewichts des Gewölbes ohne Beanspruchung bleibt.

Es scheint demnach dem zweiten Verfahren der Vorzug zu gebühren, obwohl dabei den Folgen der Formänderung des Gewölbes nach dem Ausrüsten nicht mit Sicherheit entgegengetreten werden kann.

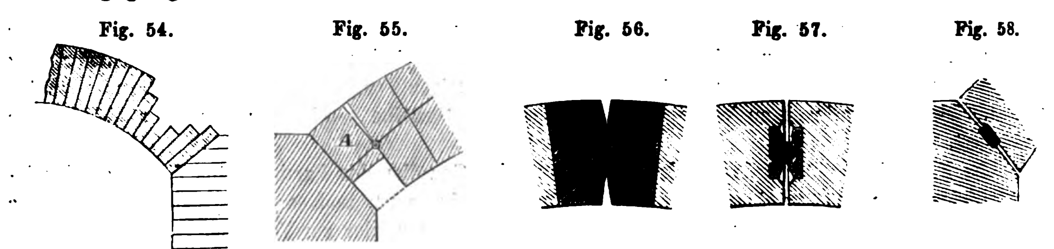


Fig. 54. Fig. 55. Fig. 56. Fig. 57. Fig. 58.

Definitive Gelenke sind des öftern in Vorschlag gebracht, soviel bekannt aber noch nicht zur Ausführung gekommen. Bei einer solchen wären etwa im Scheitel und an den Kämpfern Werksteine mit abgerundeten oder abgeschrägten Lagerflächen (Fig. 56) anzuwenden, deren Verschiebung gegeneinander durch eingelegte eiserne Dübel verhütet wird. Ferner ist die Einlegung von cylindrischen eisernen Gelenken (Fig. 57) in Vorschlag gebracht. Durch Anbringung solcher Gelenke würde der Bogen statisch bestimmt werden, oder es liefsen sich, wenn man nur zwei Kämpfergelenke einführte, die Schwankungen der Stützlinie im Scheitel innerhalb enger Grenzen festlegen.

Man könnte die Kämpfergelenke übrigens auch nur provisorisch anlegen, etwa durch Einfügung von Flacheisenstücken (Fig. 58); nach dem Ausrüsten wären die offenen Fugen dann zu vergiefsen.

3. Es bleibt nun noch das Schliefsen des Gewölbes an mehreren Stellen zu besprechen. Dieses Mittel kam zum ersten Male im Jahre 1874 beim Bau der Claix-Brücke über den Drac zur Ausführung, ferner im Jahre 1883 beim Bau der Wäldlitobel-Brücke der Arlbergbahn und auch in den Jahren 18$^{84}/_{85}$ bei Herstellung verschiedener

[60]) Housselle. Über Ausführung von Gewölben. Deutsche Bauz. 1878, S. 509.

Brückengewölbe der Eisenbahnlinie Stockheim-Ludwigstadt-Eichicht. Bei Anwendung dieses Verfahrens nimmt man das Gewölbe nicht allein an den Kämpfern, sondern auch an geeigneten Stellen der Bogenschenkel in Angriff und bewirkt dadurch in erster Linie eine Verminderung der Formänderung des Lehrgerüstes, hat aber aufserdem den Vorteil, wegen Vermehrung der Arbeitsstellen schneller wölben zu können, als auf gewöhnliche Weise.

Die Claix-Brücke über den Drac bei Grenoble ist eine 8,20 m breite Strafsenbrücke, deren einziger Bogen von 52 m Spannweite und 7,40 m Pfeil sich unmittelbar auf natürlichen Felsboden als Widerlager setzt. Das im Scheitel 1,5 m, an den Widerlagern 3,10 m starke Gewölbe ist aus kleinen Bruchsteinen zwischen Stirnverkleidungen aus Werksteinen hergestellt. Diese Verkleidung ist im Scheitel 1,2 m, an den Widerlagern 2,6 m hoch. Das feste, auf vier Jochen ruhende Lehrgerüst bestand aus sechs Bindern, welche 1,5 m von einander entfernt standen. Auf die Kontrole der Höhenlage aller wichtigen Punkte des Gerüstes wurde besondere Sorgfalt verwendet. Am 14. Januar 1874 wurde das Lehrgerüst belastet, vorher war ermittelt, dafs der Scheitel desselben sich um 1 mm gesenkt hatte.

Bei den aufsergewöhnlichen Abmessungen des Gewölbes und mit Rücksicht auf die Anwendung kleiner, aber unter Anwendung eines vorzüglichen Cementmörtels vermauerter Bruchsteine mufste die Herstellung des Gewölbes mit der äufsersten Sorgfalt vor sich gehen. Hierbei ging man so weit, dafs man die Maurer mindestens täglich ihre Plätze wechseln liefs, um die durch die Gewohnheiten der Arbeiter entstehenden Fehler nicht an einzelnen Stellen zu häufen.

Man hatte beschlossen zwei Ringe anzuwenden, um das Lehrgerüst nicht zu sehr zu belasten und ferner jeden Ring in vier gleichzeitig hergestellten Stücken zu wölben, damit die Veränderlichkeit des Druckes in einem und demselben Punkte des Lehrgerüstes möglichst beschränkt und dadurch die Formänderung desselben vermindert werde. Auf die Länge der ersten beiden Stirnwölbsteine (0,8 m) führte man an den Widerlagern ein sauberes Trockenmauerwerk provisorisch aus, gegen welches sich die beiden Stücke 1 und 4 des ersten Ringes setzten. Die Stücke 2 und 3 stützten sich gegen Bohlen, welche mit dem Lehrgerüst verbunden waren. Der Herstellung des Bruchsteingewölbes ging natürlich das Versetzen der ersten Stirnwölbstein-Schicht voraus. Dabei wurden die drei ersten Wölbsteine an den Widerlagern vorläufig trocken auf Holzkeilen versetzt und die Fugen erst beim Schliefsen des ersten Ringes ausgefüllt.

Am 31. Januar war die Stirnverkleidung fertig und 3 Tage später der erste Ring geschlossen. Die Wegnahme und der Ersatz des Trockenmauerwerkes gelang vollkommen und am 3. Februar beobachtete man eine Senkung des Lehrgerüstes um 4 mm. Der zweite Ring wurde im Verbande mit dem ersten angelegt und das ganze Gewölbe am 27. Februar geschlossen. Die Ausrüstung erfolgte 42 Tage nach Schlufs des Gewölbes. Die Höhenlage des Scheitels soll nach dem Ausrüsten ganz unverändert gewesen sein, während an einzelnen anderen Bogenpunkten geringe, höchstens 2 mm betragende Verschiebungen beobachtet wurden.

Der grofse Bogen der Wäldlitobel-Brücke der Arlbergbahn (T. XV, F. 4) ist aus wenig bearbeiteten, lagerhaften Bruchsteinen hergestellt und mit 41 m Spannweite bei 13,23 m Pfeil angelegt. Die Scheitelstärke des Bogens beträgt 1,70 m, die Stärke an den Widerlagern 3,10 m. Die gröfste Inanspruchnahme des Materials erreicht hierbei 14 kg f. d. qcm. Wegen Beschreibung des Lehrgerüstes vergl. S. 293. Auch bei diesem bedeutenden Bau wurde das Augenmerk vornehmlich auf die Güte des Mörtels und auf die Schulung der ausübenden Werkleute gerichtet. Das Lehrgerüst wurde nicht vorher belastet, aber in seinen einzelnen Stockwerken derart überhöht, dafs die Gesamtüberhöhung 0,30 m betrug. Mit dem Wölben begann man gleichzeitig an vier Stellen und zwar aufser an den beiden Widerlagern noch an zwei in der halben Höhe des Bogens liegenden Punkten, für welche vorher künstliche Widerlager geschaffen werden mufsten. Ihre Anordnung ist derart, dafs eine doppelte Tafel aus 12 dicht aneinander liegenden Schwellen den Schub aufnimmt und ihn mittels zweier Strebewände an die Felsenböschungen abgiebt. Eine derartige Strebewand ist aus einer rostförmigen Verbindung von vier vierkantig beschlagenen und 22 × 30 cm starken Langbäumen gebildet, s. F. 4, T. XV. Da diese Rostwände auf der Bludenzer Seite über 20 m lang geworden sind, so mufsten sie an einer Stelle, wie dies der Schnitt *c d* zeigt, gekuppelt werden. Die gedachten Wände gehen, um beim Wölben nicht zu hindern, neben den Bogenstirnen vorüber und sind, da sie sich schräg nach auswärts stemmen, durch mehrere Zangen verbunden. Über Einzelheiten ist Folgendes zu bemerken.[61])

---

[61]) Nach Angaben, welche der Verfasser vom bauführenden Ingenieur des fünfzehnten Loses der Arlbergbahn, R. Musil in Innsbruck, erhalten hat.



Das Lehrgerüst erhielt bei der Aufstellung folgende Überhöhungen:

Unterster Längsbalken	0,26 m
1. Stockwerk	0,02 „
2. u. 3. Stockwerk je 0,01	0,02 „
zusammen	0,30 m

Da es nicht vor dem Wölben belastet wurde, so zeigte sich eine starke Senkung, welche bis zum Gewölbeschlufs am 8. November 1883 im Scheitel 0,140 m und am 1. April 1884, dem Tage der Ausrüstung, vor Beginn derselben 0,178 m betrug. Dabei bemerkte man ein starkes Einfressen der Hölzer ineinander, namentlich der Sandbüchsen-Stempel in die über ihnen liegenden Querschwellen aus weichem Holze.

Während der Wölbung beobachtete man an derjenigen Stelle des Lehrbogen-Kranzes, welche vor dem Orte lag, wo gerade gemauert wurde, auch die bekannten Erscheinungen des Aufsteigens. Infolge dessen lösten sich die Streben samt den Zapfen mitunter 6 cm aus den Sattelhölzern des Kranzes. Beim Fortschreiten der Wölbung kehrten die Lehrbogenteile in ihre frühere Lage zurück, wobei die noch nicht erhärteten Fugen der äufseren Gewölbelaibung sich ein wenig öffneten, um sich bald darauf wieder zu schliefsen. Man gebrauchte deshalb die Vorsicht, die Fugen mit Cementmörtel zu vergiefsen, um das Eindringen von Wasser oder Verunreinigungen derselben zu verhüten. Das beschriebene Aufsteigen des Lehrgerüstes erfolgte nicht allein beim Mauern in der untern, sondern auch in der obern Gewölbzone zwischen den provisorischen Widerlagern und dem Scheitel. Ja sogar der Scheitel hob sich unter der starken Gewölbelast noch ein wenig.

Weil die thalseitigen Langständer des Gerüstes um etwa 6 m tiefer zu stehen kamen, als die bergseitigen, so hatte man eine stärkere Senkung des Lehrgerüstes auf der Thalseite und, in ursächlichem Zusammenhange damit stehend, auch eine kleine Drehung des ganzen Gerüstes in der Vertikalebene nach der Thalseite hin vorausgesehen. Das Gerüst setzte sich auf der Thalseite um 0,03 m mehr, als auf der Bergseite, so zwar, dafs die auf 3 cm vorgesehene gröfste Abweichung der Längsständer rechts von der Vertikalen noch um 2 cm nach links überschritten wurde. Ursache dieser Verschiebung nach der Thalseite hin war wohl nicht allein die beregte ungleichmäfsige Senkung des Gerüstes; vielleicht hatten auch der ungleiche Schub der provisorischen Widerlager sowie der Umstand dazu beigetragen, dafs die in der Richtung Ost-West liegende Thalseite des Gerüstes stark von der Sonne beschienen worden ist.

Das Hauptgewölbe ist als rauhes Schichten-Mauerwerk aus Glimmerschiefer und Kalksteinen in Mörtel, bestehend aus 1 Theil Bingser und Kufsteiner Cementkalk und 2 Teilen Quarzsand, hergestellt. Jede etwa 0,35 m bis 0,40 m starke Schicht hält nur einerlei Material-Gattung, entweder Kalkstein oder Glimmerschiefer, dabei ist nur $^2/_3$ von der Lagerfläche jedes Steines rauh bearbeitet, wobei Höhlungen von 1 cm tief zugelassen worden sind.

Der 630 cbm haltende Hauptbogen wurde nach 80 Tagen Arbeitszeit am 7. November 1883 an den bezeichneten drei Stellen zum Schlufs gebracht. Das Schliefsen in den Gewölbeschenkeln wurde durch vier Steinschichten bewirkt; dabei wurden die das provisorische Widerlager bildenden Lagerbalken bis auf zwei Stück seitlich herausgenommen, was ohne Schaden geschehen konnte, weil ein erheblicher Druck der oberen Gewölbzone gegen die Lagerbalken nicht zu bemerken war. In der ersten und zweiten Schlufsschichte wurde darauf mit der Mauerung der Anfang gemacht und die vermauerten Teile gegen die obere Gewölbzone abgestempelt. Nachdem darauf die beiden Lagerbalken an einem Ende (links) abgehauen worden waren, konnten die untern Teile der Schichten 3 und 4 geschlossen werden. Endlich wurde auch das rechte Ende der Lagerbalken abgehauen und dort die dritte und vierte Schicht geschlossen. Dabei wurden alle nach oben noch frei stehenden Schichten der oberen und unteren Gewölbzone solange gegenseitig abgestempelt, bis deren Schlufs vollkommen erfolgt war.

Die Senkung betrug, wie bereits angegeben, bis zum Tage der Ausrüstung (1. April) 0,178 m. Am letzten Beobachtungstage — 28. August — ergab sich eine Senkung von 0,048 m. Die Gesamtsenkung (0,226 m) ist im Vergleich mit anderen ähnlichen (vergl. Tabelle III, S. 334) nicht klein zu nennen und hätte durch eine vorherige Belastung des Lehrgerüstes verringert werden können.

Auffallen mufs es, dafs man beim Bau der um 11 m weiter gespannten Claix-Brücke die provisorischen Widerlager in einfacher Weise durch mit dem Lehrgerüst verbundene Bohlenlagen herstellte, während man es bei der Wäldlitobel-Brücke für notwendig gehalten hat, den Schub durch mächtige Strebebalken nach aufsen an die Felswände abzugeben. Wenn man bedenkt, dafs die Reibung zwischen den Gewölbestücken und der Schalung des Lehrgerüstes doch eine bedeutende ist und dafs der Neigungswinkel der Tangente an die Wölblinie mit der Horizontalen selbst in der Nähe der provisorischen Widerlager kaum 30° betrug, dafs also der von den mittleren Gewölbestücken auf letztere ausgeübte Schub nur ein sehr geringer gewesen sein kann, so mufs für ähnliche Fälle eine Befestigung der provisorischen Widerlager auf dem Lehrgerüst als zulässig und empfehlenswert bezeichnet werden.

§ 28. Vollendungsarbeiten. — Zu den Vollendungsarbeiten rechnet man die Herstellung der Übermauerung nebst der Gewölbeabdeckung, sodann das Aufmauern der Stirnen, das Versetzen der Gesimse, Geländer oder sonstiger bekrönenden Teile, das Ausfugen, ferner das Anschütten von Böschungskegeln, die Hinterfüllung des Bauwerks, die Herstellung der Fahrbahn und das Abbrechen der Gerüste.

1. Die Ausführung der Übermauerung, ihrer Abdeckung und der Abdeckung des Gewölbes erfordert die gröfste Sorgfalt, da die Erfahrung lehrt, dafs namentlich bei Eisenbahnbrücken das Tagewasser oft früher oder später durch die Einwirkung von Erschütterungen oder allmählich stärker hervortretender, anfänglich nicht beachteter Undichtigkeiten der Decke seinen Weg durchs Gewölbe nimmt. Die Zerstörung des letzteren geht dann in zweifacher Weise vor sich, erstens löst das durch die Fugen sickernde Wasser den Kalk des Mörtels zum Teil auf, reifst ihn mit sich fort und setzt ihn in Gestalt von Krustationen und Stalaktiten auf der inneren Gewölbelaibung ab, aufserdem äufsert aber der Frost eine verderbliche Wirkung, indem er das vom Wasser durchdrungene Mauerwerk durch Krystallbildungen nach und nach auseinander sprengt.

Es müssen aber nicht allein die Übermauerungsflächen, sondern alle übrigen mit dem Erdreich, also auch mit dem darin sich ansammelnden Wasser in Berührung stehenden schrägen und vertikalen Flächen der Widerlager, Flügel und Stirnen gegen die eindringende Feuchtigkeit geschützt werden, wenn man für eine lange Dauer des Bauwerks sorgen will.

In der Regel deckt man die Übermauerung mit einer einfachen oder doppelten, mit vollen Fugen in Cementmörtel versetzten Ziegelflachschicht ab und sichert dieselbe noch durch eine Asphalt- oder Cementlage oder durch eine Abdeckung von Asphaltplatten oder präparierter Asphaltpappe. Eine Abdeckung durch Bleiplatten kommt — der hohen Kosten wegen — nur in seltenen Fällen zur Anwendung, häufiger eine Abdeckung durch Cementüberzug mit darüberliegenden Ziegelflachschichten. Die vertikalen oder schrägen, der Hinterfüllung zugekehrten Flächen der Widerlager und Flügel werden meistens mit Rapp-Putz versehen, überdies die schrägen Flächen auch noch asphaltiert. Aufserdem mufs man dahin streben, an diesen Stellen möglichst durchlässige Hinterfüllungs-Materialien zu verwenden. Daher ist die Anbringung von Lagen trockener kleiner Steine (Sickerkanäle) zu empfehlen. Auf den senkrechten Flächen der Stirnen halten sich die Asphaltplatten besser als der gewöhnliche Asphaltüberzug, deshalb führt man im Mauerwerk, wenn ein Asphaltüberzug zur Anwendung kommen soll — da es wichtig ist, die Übergangsstelle von der horizontalen Gewölbefläche nach der senkrechten Stirnfläche möglichst zu dichten — zweckmäfsig von der oberen Stirnlinie ab bis auf das Gewölbe eine Abrundung aus, auf welcher die Asphalt- bezw. die Betonschicht gleich bis unter die Abdeckplatten der Stirn gezogen werden kann.

2. Abdeckung mit Cement- und Asphaltschichten. Die Herstellung einer einfachen, etwa 15 mm starken Cementschicht (1 Teil Cement, $2^1/_2$ Teile gewaschener Flufssand) oder einer ebenso starken einfachen Asphaltschicht bietet für bedeutendere Gewölbe keine genügende Sicherheit, da diese Decken den durch Senkungen und Erschütterungen herbeigeführten Bewegungen des Bauwerks ohne rissig zu werden nicht zu folgen vermögen.

Um eine Cementdecke möglichst widerstandsfähig herzustellen, mufs man den Cement rasch aufbringen, während des Bindens nicht durch äufsere Kräfte den Bindeprozefs stören und zur Erlangung der gröfstmöglichen Festigkeit der Decke fortwährend und langsam Wasser zuführen. Letzteres kann man am zweckmäfsigsten durch Auf-

bringung einer etwa 10 mm starken, nassen Sandschicht erreichen, welche zugleich den Zweck erfüllt, die Cementdecke gegen Zerreifsen durch zu schnelles Trocknen an der Luft und gegen Sonnenstrahlen zu schützen. Selbstverständlich ist die Cementdecke erst auszuführen, nachdem das Gewölbe ausgerüstet ist.

Die Abdeckung der Brücken der Arlbergbahn geschah, indem auf den Gewölberücken zunächst eine 6 bis 8 cm starke Betonschicht gebracht wurde, dann eine dünne Schicht aus gewöhnlichem Cement und über diese eine ganz dünn aufgestrichene Lage (2 bis 3 mm) „Ponti-Cement". Hierauf kam noch eine 1 bis 3 cm starke Cementschicht und darüber eine 10 cm starke Lage Sand.

Das früher wohl in Ausführung gebrachte Mittel, die Abdeckungsschicht noch durch Aufbringung einer starken Thonlage vor dem Eindringen des Wassers zu schützen, ist von zweifelhaftem Wert. Eine Verstärkung der Cement- oder Asphaltschicht vermindert deren Neigung zum Zerreifsen nur unbeträchtlich, ist daher auch von keinem grofsen Nutzen. Man mufs vielmehr dahin streben, eine Decke aus zwei Lagen herzustellen, deren untere, möglichst biegsam und weich, sich den Bewegungen des Bauwerks, ohne zu zerreifsen, anschliefst und deren obere durch ihre Härte im stande ist, den äufseren Eindrücken Widerstand zu leisten. Dies läfst sich beim Asphalt erreichen, indem man der unteren Schicht eine entsprechende Menge Goudron und der oberen reingewaschenen Kies zusetzt. Man sollte deshalb bei bedeutenden Gewölben eine Asphaltabdeckung nie anders als in doppelten Lagen zur Anwendung bringen, da sonst bei der sorgfältigsten Ausführung, namentlich wenn die Arbeit bei feuchtem Wetter vorgenommen werden mufs, die Herstellung einer gleichartigen, ununterbrochenen Decke nicht zu ermöglichen ist. Für eine in zwei Lagen hergestellte 3 cm starke Asphaltschicht gebraucht man pro qm 70 kg Asphalt-Mastix, 7 kg Goudron und 7 kg gereinigten Trinidad-Asphalt mit einem Zusatz von 20 bis 25 % reinen, lehmfreien Kies.

Abdeckungen, welche aus einer mit zwei Ziegelflachschichten überdeckten Cementlage bestehen, sollen sich gleichfalls gut bewährt haben. Wegen der Einzelheiten der Ausführung ist die unten vermerkte Mitteilung zu Rate zu ziehen.[62])

3. **Abdeckung mit Asphaltplatten.** Ein Abdeckungs-Material, welches widerstandsfähig und biegsam genug ist, um gegen äufsere Eindrücke und gegen Zerreifsen infolge Bewegung des Bauwerks unempfindlich zu sein, hat man in der präparierten Asphaltpappe (den sog. Isolierplatten oder Asphaltplatten) gefunden.

Die Isolierplatten von Johannes Jeserich in Berlin sind im fertigen Zustande 17 bis 20 mm stark und bestehen aus Dachpappe stärkster Qualität, welche in rohem Zustande durch ein Gemenge von aufgelöstem, gereinigten Asphalt, Goudron u. s. w. getränkt wird. Die Platten werden auf die Abdeckung gelegt und an den Stofsfugen um 5 bis 6 cm überdeckt. Dann wird eine zweite Lage mittels Klebe-Asphalt im Verband aufgelegt, sodafs die Stofsfugen der ersten Lage um 0,5 m überdeckt werden. Schliefslich wird die Oberfläche mit Klebe-Asphalt überstrichen und in diesen Überzug ein feingesiebter Graupenkies eingewalzt.

Ein tüchtiger Verleger stellt pro Tag 30 qm solcher Abdeckung fertig und der qm kostet ausschl. Transport der Materialien von der Fabrik ab etwa 4 M. In ähnlicher Weise wird die Abdeckung mit den Isolierplatten von W. Herre & Co. in Potsdam hergestellt, welche von besonderer Haltbarkeit und Dehnbarkeit sein sollen.

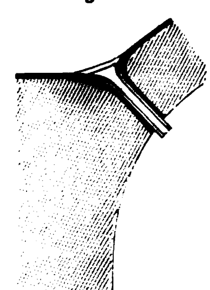
---

[62]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1877, S. 175. Osthoff. Über Mittel zur wasserdichten Abdeckung der Brückengewölbe.

Die Asphaltplatten von Büsscher & Hoffmann in Eberswalde bestehen aus Asphaltschichten in Verbindung mit einer langfaserigen Einlage, welche die Biegsamkeit, sowie die Widerstandsfähigkeit gegen das Zerreifsen vermehrt. Sie werden in der Regel 3 m lang bei 81 cm Breite gearbeitet, sind 10 bis 15 mm stark und kommen entweder lose auf Rundhölzer aufgerollt oder flach aufeinander gelegt zur Versendung. Um ein Zusammenkleben der Platten zu verhindern, werden dieselben durch eine Lage Papier und etwas Sand von einander getrennt und bei der Aufbewahrung aus denselben Gründen möglichst in kühlen Räumen und stehend untergebracht. Sind die Platten bei kalter Witterung erstarrt und steif geworden, so mufs man sie, um das Entstehen von Brüchen zu vermeiden, am Verwendungsorte an einem Feuer gelinde anwärmen, damit das Aufrollen und Verlegen mit Leichtigkeit vorgenommen werden kann. Beim Verlegen werden die Platten auf die von Unebenheit möglichst befreite, abzudeckende Fläche gebracht, sodafs ihre Ränder sich 7 bis 10 cm weit überlappen. Die letzteren werden dann mit dazwischen gestrichenem erhitzten Asphaltkitt fest aufeinander geklebt und der Stofs wird mit Hilfe eines 6 bis 8 kg schweren, an einer eisernen Stange befindlichen warmen Eisens derart überbügelt, dafs sich die Ränder erwärmen, fest aneinander schmiegen und unlöslich verbinden. Damit ein Festkleben der Platten am Bügeleisen nicht stattfinden kann, überstreut man die Fuge vorher reichlich mit trockenem Sande. Nach geschehenem Bügeln wird der Stofs nochmals mit steifem Asphalt überstrichen, bei wichtigen Bauten wird die ganze Oberfläche der Abdeckung mit einer dünnen Asphaltschicht überzogen.

Ein geübter Verleger kann in einem Tage 30 qm Abdeckung mit Asphaltplatten herstellen. Für 100 qm braucht man zum Verkleben der Nähte 100 kg Asphalt und zum Überzuge 100 kg Asphalt und 1 Tonne Steinkohlenteer. 1 qm Asphaltplatte wiegt etwa 15 kg und kostet bei 1 cm Stärke 2 M., bei 1,3 cm Stärke 2,5 M. ab Fabrik. Fertige Abdeckung kostet pro qm ausschl. der Transportkosten etwa 4 M.

Fig. 59.



4. **Die Abdeckung mit Bleiplatten** kommt nur in vereinzelten Fällen zur Anwendung. Dieselbe ist wirksam, jedoch wegen der grofsen Kosten nur ausnahmsweise zu empfehlen. Ein qm solcher Abdeckung 2,5 mm stark (pro qm 25 kg wiegend) kostet 15 M., also fast das Fünffache der gewöhnlichen Asphaltabdeckung.

Das Einsetzen der Entwässerungsröhren erfordert aus den auf S. 192 angegebenen Gründen besondere Sorgfalt; wenn ihre Lage es gestattet, so isoliert man sie möglichst von dem Mauerwerk, andernfalls empfiehlt es sich, sie mit Asphalt zu umgeben, wie Fig. 59 zeigt.

5. **Erdarbeiten.** Eine Arbeit, die bei mangelhafter Ausführung oft schon Beschädigungen der Bauwerke herbeigeführt hat, ist die Hinterfüllung der Widerlager und die Überfüllung des Gewölbes bis zur Höhe der Fahrbahn. Obwohl es stets Vorschrift ist, die Hinterfüllung gleichmäfsig in dünnen Lagen auszuführen, sodafs kein einseitiger Schub auf Widerlager und Gewölbe kommen kann, so wird diese Regel doch nicht selten unbeachtet gelassen. Besonders bei grofsen Bauwerken, wo die Erdmassen zur Hinterfüllung in der Regel auf Interimsbahnen herangebracht und von den Lowries herabgestürzt werden, geschieht die benannte Arbeit — wenn auch die Hinterfüllung in der Nähe der Widerlager mit Handkarren in dünnen Lagen vor sich geht und letztere, um späteren starken Sackungen vorzubeugen, mit Anwendung von Handrammen gedichtet werden — doch häufig in zu grofser Hast. Es entstehen dann in den nicht

gleichmäfsig geschichteten Erdmassen Bewegungen, welche empfindliche Wirkungen auf die Widerlager und Gewölbe ausüben, sodafs oft die stärksten Abmessungen sich diesen Kräften nicht mehr gewachsen zeigen. Dies ist auch bei Gewölben, die unter einem hohen Damme liegen, in der Regel die Hauptursache der Formänderungen.

Nicht minder kann das unvorsichtige Anschütten hoher Böschungskegel vielerlei Unannehmlichkeiten im Gefolge haben. Ist das Material undurchlässig, so bietet die Entwässerung Schwierigkeiten. Bei anhaltendem Regen dringt die Feuchtigkeit in das Innere; es treten infolge dessen starke Senkungen ein, die weiter zu Rissen und Klüften Veranlassung geben. In die letzteren sickert alsdann das Wasser ein und es bilden sich, wenn nicht genügend für Wasserabzüge gesorgt wird, Rutschflächen. Wie kostspielig solche Rutschungen von Böschungskegeln werden können, zeigt der Bau des Ilm-Viadukts bei Weimar in der Weimar-Geraer Eisenbahn.[63])

6. Das Versetzen der Gesimse, Deckplatten, Werksteine der Brüstungen u. s. w. geschieht gewöhnlich erst nach Hinterfüllung des Bauwerks, da man dann Gelegenheit hat, auf provisorischem oder definitivem Gleise oder auch so, dafs der definitive Verkehr auf der Brücke nicht behindert wird, Laufkrahne aufzustellen (s. T. XVII, F. 7), mit deren Hilfe das Versetzen der Gesimssteine u. s. w. vor sich gehen kann und welche später auch zum Abbrechen der Gerüste oder zum Anhängen fliegender Rüstungen zu benutzen sind, von denen aus das Ausfugen oder das Bearbeiten der Ansichtsflächen und nachträgliche Reparaturen ausgeführt werden.

T. XVII, F. 3 zeigt die beim Bau des Indre-Viaduktes für das Ausfugen u. s. w. der Gewölbe benutzte fliegende Rüstung, welche mittels zweier Seile auf und nieder bewegt wurde, deren Enden nach einfachen, auf dem Boden stehenden Winden geführt waren. Der quer über das Geländer gelegte, an beiden Enden mit Rollen versehene Tragebalken von $\frac{25}{25}$ cm Stärke war an seinen beiden Lagerpunkten noch mit je einer Bohle von 1 m Länge und 15 cm Breite verbolzt, um beim Verschieben des Balkens, welches mit Hilfe von Rollen und Hebebäumen geschah, demselben immer die richtige Lage geben zu können und die scharfen Kanten zu schonen.

Die für das Nacharbeiten des Gesimses und Geländers ebendaselbst benutzte Hilfsvorrichtung ist in T. XVIII, F. 4 dargestellt. Es ist eine auf dem Geländer mittels Rollen bewegliche Vorrichtung, welche in der Hauptsache aus zwei $\frac{12}{20}$ cm starken Trägern besteht, die durch zwei über dem Geländer liegende Bohlen in gehöriger Entfernung gehalten werden. Die Bohlen sind mit den Trägern verbolzt und tragen die gufseisernen Lager zur Aufnahme der Gleitrollen. Auf beiden Seiten des Bauwerks waren an den Trägern zwei gleichkonstruierte fliegende Arbeitsbrücken mittels Seilen festgebunden. Jede Brücke bestand aus zwei in entsprechender Form gebogenen Flacheisen von 6 cm Breite und 15 mm Stärke, welche unten und in der Mitte durch 2 cm starke Bolzen verbunden waren, auf welche ein Boden aus Brettern für die Arbeiter zu liegen kam. Die Bretter dienten zuerst für den oberen Boden, wurden dann nach Beendigung der betreffenden Arbeiten herausgenommen und für die Herstellung des unteren Bodens benutzt. Durch Anbringung von Stricken wurde den Arbeitern im Rücken Halt und Sicherheit gewährt. Die fliegenden Rüstungen für das Nacharbeiten der Stirnflächen waren beim Indre-Viadukt 7 bis 8 m lang und 1 m breit und hingen an Seilen, die oben auf der Brücke befestigt waren.

---

[63]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1881, S. 425.

Ähnliche fliegende Rüstungen vom Bau der Brücke St. Pierre de Gaubert zeigen T. XVII, F. 8 u. 9. Eine etwas stärkere Konstruktion, benutzt bei der Wiederherstellung des Pont du Gard, ist in T. XVIII, F. 11 dargestellt.

Bei Flufsbrücken kann man das Nacharbeiten der inneren Gewölbelaibungen u. s. w. häufig auch von Rüstungen aus vornehmen, welche durch Pontons unterstützt sind.

Mit der Vornahme der erforderlichen Belastungsproben (vergl. § 16 des IV. Kapitels) und der vorläufigen Abnahme (s. § 15 der besonderen Bedingungen für grofse Brücken in Paragraph 19), nach welcher das Bauwerk dem Verkehr übergeben werden kann (was häufig schon vor Beendigung der letzten Vollendungsarbeiten geschieht), schliefsen die regelmäfsigen Arbeiten, die bei Ausführung gröfserer Brücken vorkommen.

Am Schlusse dieses Abschnitts soll darauf hingewiesen werden, dafs die Notwendigkeit einer sorgfältigen Projektierung und Herstellung, nicht minder aber einer planmäfsigen Unterhaltung der Brücken in nachdrücklichster Weise aus den Ursachen des plötzlichen Einsturzes einzelner Bauwerke hervorgeht. Manche dieser Fälle haben eine traurige Berühmtheit erlangt, so z. B. der Einsturz des in den vierziger Jahren erbauten Löbauer Viaduktes auf der Linie Dresden-Löbau-Zittau, von welchem in der Neujahrsnacht des Jahres 1856, 12 Jahre nach Fertigstellung, plötzlich fünf Pfeiler, ohne dafs sich vorher Anzeichen ihrer Unhaltbarkeit gezeigt hatten, zusammenbrachen.

Trotz der Bedeutung des hier berührten Gegenstandes mufs die Erwähnung sonstiger Ereignisse der in Rede stehenden Art auf eine Angabe der einschlägigen Litteratur beschränkt bleiben.[64])

[64]) Einsturz einer gewölbten Wegebrücke nach Beseitigung der Lehrbogen. Engineer 1863, 18. Sept. — Einsturz einer Wege-Unterführung bei Bischhausen (Halle-Kasseler Bahn). Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1871, S. 442. — Einsturz der Brücke über die Elbe bei Riesa (von den Pfeilern ausgehend). Jahrgang 1876 d. Zeitschr. f. Bauwesen, der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover u. a. — Einsturz einer Wege-Unterführung bei Heidesheim. Deutsche Bauz. 1876, S. 271. — Einsturz einer Brücke über den Ogwen-Flufs bei Bangor in Carnarvonshire (England). Deutsche Bauz. 1880, S. 313. — Über Einstürze älterer Brücken. Engineer 1880, Juni. S. 461. — Einsturz eines in der Wiederherstellung begriffenen Bogens der Invalidenbrücke zu Paris. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1880, S. 154. — Brücken-Einstürze in England. (Einsturz einer alten gewölbten Wegebrücke der London-Chatham-Dover Bahn.) Centralbl. der Bauverw. 1882, S. 446. — Zerstörung einer Eisenbahnbrücke durch einen Wolkenbruch. Centralbl. der Bauverw. 1884, S. 47.



E. Unterhaltungs-, Wiederherstellungs- und Umbau-Arbeiten einschliefslich der Arbeiten während des Betriebes.

§ 29. Unterhaltungs-Arbeiten.

1. Zu den eigentlichen Unterhaltungsarbeiten darf man nur gewisse regelmäfsig wiederkehrende, durch äufsere Einflüsse veranlafste Ausbesserungsarbeiten rechnen; dieselben haben den Zweck, den betriebssicheren Zustand des Bauwerks zu wahren. Regelmäfsige Unterhaltungsarbeiten erfordert auch die bestausgeführte Brücke im Laufe der Zeit, doch werden diese Arbeiten bei einiger Vorsicht sich in engen Grenzen bewegen; bei schlecht ausgeführten oder schlecht unterhaltenen Bauwerken können aber die zur Erhaltung des betriebssicheren Zustandes erforderlichen Verbesserungen gröfseren Umfang annehmen, solche Arbeiten nennt man dann Wiederherstellungsarbeiten (Rekonstruktionen).

Die fortwährenden, teils mechanisch zerstörend, teils chemisch zersetzend wirkenden äufseren Einflüsse sind die Erschütterungen, denen das Bauwerk beim Befahren ausgesetzt ist, die Feuchtigkeit u. s. w. der Luft und des umgebenden Erdreichs, Temperaturänderungen, sowie Frostwetter, Eisgang und Hochwasser.[65])

2. Der mit der Beaufsichtigung einer längeren Verkehrsstrecke beauftragte Beamte (Aufseher, Bahnmeister) hat bei seinen regelmäfsigen Streckenbegehungen den Zustand der Bauwerke und ihrer einzelnen Teile sorgsam zu beobachten und aufserdem nach eingetretenem Eisgang, nach Hochfluten oder Überschwemmungen dieselben einer aufserordentlichen, eingehenden Prüfung zu unterziehen. Besonders hat er bei solchen Vorkommnissen die Aufmerksamkeit auf diejenigen Bauwerke zuerst hinzulenken, welche sich durch ungünstige Lage auszeichnen, bezw. deren Fundamente in schwimmendem Boden (Moor, Treibsand u. dergl.) bei der Ausführung nur durch starke Schutzmittel, als Steinschüttungen und Pflasterungen, haben gesichert werden können.

Er hat dann bei vorgefundenen Beschädigungen unverzüglich seinem Vorgesetzten, dem die Leitung der Unterhaltungsarbeiten obliegt (Abteilungs- oder Betriebs-Ingenieur, Bau-Inspektor, Ober-Ingenieur) Bericht zu erstatten, damit sofort Anordnungen getroffen werden, um die notwendigen Reparaturen zu gelegener Zeit vornehmen zu können. Bei bedeutenden Brücken wird man die Materialien zur Unterhaltung, namentlich zur Steinschüttung, stets auf der Baustelle vorrätig halten müssen.

Für eine gröfsere Verwaltung empfiehlt es sich für jedes Bauwerk ein eigenes Buch (Revisionsbuch, Besichtigungsbuch) anzulegen, in welchem die Ergebnisse der regelmäfsigen oder aufserordentlichen Besichtigungen, ebenso wie die behufs Beseitigung der gefundenen Mängel zur Ausführung gebrachten Arbeiten eingetragen werden. Solche Bücher sind für Brücken mit eisernem Überbau bei vielen Eisenbahnverwaltungen neuerdings angelegt, nicht aber — soviel bekannt — auch für steinerne Brücken, obwohl

[65]) Wegen Sicherung der Bauwerke gegen Hochwasser und Eisgang vergl. Kap. I, S. 105.

kein stichhaltiger Grund vorliegt, diesen nicht eine ebenso grofse Sorgfalt zuzuwenden, wie den eisernenBrücken. Ratsam ist es, bei Anlegung solcher Bücher eine kurze, aber erschöpfende Geschichte der ersten Anlage des Bauwerks einzutragen.

3. Die bei den regelmäfsigen Besichtigungen der Bauwerke zum Vorschein kommenden kleineren Mängel sind: Auswittern und Schadhaftwerden einzelner Steine, Rissebildungen infolge von Sackungen und Verschiebungen einzelner Bauwerksteile, Formänderungen einzelner Bauwerksflächen, z. B. Ausbauchungen der Stirnen, Trennung der Stirnmauer vom Gewölbe, Verdrückungen im Gewölbe u. s. w.

Nach Entdeckung dieser oder ähnlicher Mängel wird man nicht eher zur Ausbesserung derselben schreiten, bis man die Ursachen klar erkannt hat und sicher ist, dafs die Verbesserung des Schadens auch von ausreichender Dauer ist.

Schadhafte Steine sind auszuwechseln, Risse mit Papierstreifen zu überkleben und ihre Erweiterung zu beobachten, offene Fugen können mit Cement verstrichen werden, weil das Entstehen feiner Haarrisse im Cement auf Bewegungen schliefsen läfst. Ferner ist auf Beseitigung des Pflanzenwuchses, welche sich hie und da in den Fugen, mitunter aber auch an den Ansichtsflächen der Steine bildet, Bedacht zu nehmen.

Bei Formänderungen einzelner Bauwerksteile leistet das Einziehen eiserner Anker gute Dienste, wenn dieselben ohne zu grofse Hindernisse und ohne schädliche Zerstörung des alten Mauerwerks angebracht werden können. Eintretendenfalls sind einzelne Bauwerksteile abzubrechen und durch neue zu ersetzen, wobei in manchen Fällen Verstärkungen zweckmäfsig sein können. Bei der Verbindung alter und neuer Bauwerksteile sollen die ersteren nicht mehr als nötig durch Verzahnungen geschwächt werden.

Gröfsere Reparaturen sind das Einspannen neuer Gewölbe, entweder an Stelle alter zerstörter Gewölbe oder auch in der Bauwerkssohle als Mittel zum Verhindern des Weichens der Widerlager in weichem Untergrunde. Auch das Einbohren von Löchern und das Ausfüllen derselben bezw. der Risse, zu denen die Löcher führen, mit Portlandcement, ferner Verkleidungen mit Cementbeton kommen in Anwendung, vergl. die Beispiele in § 30.

4. Besondere Sorgfalt erfordert die Unterhaltung der Entwässerungs-Anlagen. Die Abflufsröhren und Abflufskanäle sind offen zu erhalten und es ist hierauf namentlich bei Frostwetter zu achten.

Wenn infolge mangelhafter Unterhaltung oder unzureichender Wirksamkeit der Entwässerungs-Anlagen das Tagwasser in die Gewölbe dringt und an der inneren Laibung durchsickert, so soll man sich nicht mit dem blofsen Verstreichen der Laibungsfugen begnügen, denn dadurch wird wohl das Durchsickern vorläufig verhindert, aber das Gewölbe um so mehr der gänzlichen Zerstörung entgegen geführt. Man lege die äufsere Gewölbefläche blofs, beseitige die alte Abdeckung und ersetze dieselbe durch eine neue, genügend widerstandsfähige. Beim Auswechseln sind die Lagerflächen schadhafter Steine oder Ziegel und auch leere Fugen von allem Mörtel zu reinigen und gut zu nässen, bevor man dieselben wieder mit frischem Mörtel versieht.

Bei vielen älteren Brücken, welche keine Gewölbeabdeckung besafsen, hat sich die Notwendigkeit herausgestellt, nachträglich eine solche anzulegen. Weil aber die nachträgliche Herstellung während des Betriebes unter Umständen eine sehr kostspielige und den Betrieb erschwerende Arbeit ist, so hat man sich bei Eisenbahnbrücken in einzelnen Fällen damit begnügt, nur einen Teil des alten Kiesbettes über dem Gewölbe zu entfernen und nur etwa 60 cm unter den Schienen entweder eine selbständige oder an die alten, höher liegenden Gewölbeflächen sich anschliefsende Abwässerungs-

fläche zu schaffen, indem man den eingeebneten Kies mit einer Ziegelschicht abpflasterte und auf letztere eine Asphaltplatten-Schicht anbrachte. Eine derartige nachträgliche Abdeckung ist bei mehreren älteren Brücken im Bezirk der Königl. Eisenbahn-Direktion Berlin mit Erfolg hergestellt.

Weitere Einzelheiten über Unterhaltungs-Arbeiten enthalten die Beispiele in § 30 bis § 32. Über die Kosten der Unterhaltung vergl. § 38.

§ 30. Wiederherstellungs-Arbeiten. — Die zur Wiederherstellung baufälliger Brücken in Anwendung kommenden Mittel sind je nach den Ursachen des Verfalls, der Art des Bauwerks u. s. w. so mannigfacher Art, dafs eine systematische Behandlung derselben nicht wohl möglich ist. Wir beschränken uns darauf, die genannten Arbeiten durch Beispiele zu erläutern, und bemerken, dafs es sich im allgemeinen um Beseitigung solcher Fehler handelt, welche auch bei der Unterhaltung, wenn auch in geringerem Umfange, vorkommen.[66])

1. Der Diemel-Viadukt bei Haueda auf der Westfälischen Bahn ist unter Anwendung eines festen Etagengerüstes erbaut. Als die Gewölbe nahezu zum Schlufs gebracht waren, bemerkte man an einzelnen Fugen der Pfeilermantelsteine kleine schalenförmige Abblätterungen, die am Tage nach vollendeter Ausrüstung eine Bedenken erregende Gröfse (bis zu 15—20 cm) annahmen. Auch barsten viele Steine und die entstandenen Risse erstreckten sich, ohne den Fugen des Mauerwerks zu folgen, lotrecht durch mehrere Schichten hindurch.

Nachdem eine weitere Bewegung nicht mehr stattzufinden schien, weil die über die Risse geklebten Papierstreifen sich unverändert hielten, und nachdem festgestellt war, dafs die Fundamente nirgends nachgegeben hatten, auch die Gewölbe sich in normalem Zustande befanden, nahm man verschiedene der zerstörten Mantelsteine der Pfeiler heraus und stellte die Ursachen der Beschädigungen fest. Diese waren in der Hauptsache: Unzeitige Aufführung des Mauerwerks bei Frost mit Unterbrechung durch Hochwasser, nachlässige Bearbeitung der Mantelsteine, die in ihren äufseren Kanten scharf gearbeitet waren, hinten aber keilförmig in das Füllmauerwerk hineinreichten, lässiges Versetzen der Werksteine und des Füllmauerwerks und endlich Mangel durchgehender Binderschichten.

Die Wiederherstellung ging in folgender Weise vor sich: Es wurden sämtliche Mantelsteine der beschädigten Pfeiler ausgewechselt und zwar so, dafs der Pfeiler ringsum im Mantel immer unterstützt blieb und die einzubringenden Steine daher nicht in horizontalen, sondern in vertikalen Schichten von vornherein tragend versetzt wurden. In dieser Weise ging man rund um den Pfeiler und nahm zuerst die Ecken, dann die Mitten und zuletzt die Zwischenflächen einer Schicht vor. Es wurden nur die allerfestesten Quadersteine, die in ihrer ganzen Ausdehnung völlig parallele Lager hatten, verwendet und man liefs dieselben an Stelle der herausgenommenen Läufer als Binder so tief, als es ohne Gefahr geschehen konnte, in den Pfeiler eingreifen, arbeitete die abgesprengten Köpfe der Binder auf 0,5 m Tiefe ab, setzte neue Läufer vor und gofs die Zwischenräume zwischen den eingesetzten Quadern und dem Füllmauerwerk und ebenfalls die Lücken des letzteren mit Cement aus. Auf diese Weise ist die Unterfahrung der Pfeiler bei ihrer geringen Stärke eine fast vollständige geworden, da die gegenüberstehenden neuen Binder sich gröfstenteils in der Mitte der Pfeiler berührten und nur ein geringer Teil des Füllmauerwerks zwischen den alten Bindern verblieb.

Nachdem die Vollendungsarbeiten des Bauwerks ausgeführt waren, wurde dasselbe (im Frühjahr 1851) einer eingehenden Prüfung, Nachmessung und Abwägung unterworfen, bei welcher sich ergab, dafs der Zustand genau derselbe geblieben war, wie bei Einstellung der Bauarbeiten.

2. Umfangreiche Wiederherstellungsarbeiten mufsten mit dem Viadukt bei Plankenstein auf der Österreichischen Südbahn vorgenommen werden, dessen Zustand infolge mangelhafter Ausführung der Maurerarbeiten bald nach seiner Vollendung derart war, dafs mit Rücksicht auf die Sicherheit

[66]) Wegen der Einzelheiten der besprochenen Wiederherstellungen ist zu verweisen auf: Henz. Die Restauration des Diemel-Viadukts. Zeitschr. f. Bauw. 1852, S. 6. — Scheidtenberger. Rekonstruktion des Eisenbahn-Viadukts bei Plankenstein. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1873, S. 265. — Flach. Reparatur einer Brücke der sächsisch-schlesischen Eisenbahn. Mitteilungen des sächs. Ing.- u. Arch.-Ver. 1877, S. 39. — Rekonstruktion eines Durchlasses der Thorn-Insterburger Eisenbahn. Zeitschr. f. Bauw. 1879, S. 307. — Wiederherstellung von Brücken mittels Beton. Riga'sche Industrie-Zeitung 1882.



des Betriebes alle über den Viadukt fahrenden Züge das Langsamfahrsignal erhalten mufsten. Sämtliche Gewölbe des Viaduktes hatten in der Nähe der Stirnen mehr oder minder ausgedehnte Risse *a* (T. XVIII, F. 7 bis 7[d]), die sich bei den meisten Pfeilern auch in diese fortsetzten, sodafs es den Anschein hatte, als ob das Bauwerk seiner ganzen Länge nach in drei Teile gespalten wäre. Ferner waren in den Stirnen einiger Pfeiler Vertikalrisse *b* (F. 7) zu sehen, welche sich bei einzelnen Pfeilern bis zum Hauptgesimse fortpflanzten. Ehe man zur endgiltigen Wiederherstellung des Bauwerks schreiten konnte, mufste man dasselbe, um es vor weiterer Zerstörung zu sichern und zur Wahrung der Betriebssicherheit durch Abspreizungen und Einrüstungen (F. 7 u. 7[a]) standfest erhalten, wobei man dahin strebte, den Druck einer möglichst grofsen Fläche des Bauwerks aufzunehmen und auf eine grofse Fläche des Untergrundes zu übertragen.

Die Wiederherstellung führte man ohne Unterbrechung des Betriebes in der Art aus, dafs man den Viadukt mit Ausschlufs eines Teiles von fünf Öffnungen verschüttete und letztere, wie F. 7[b] veranschaulicht, durch Einspannen einer neuen Bogenstellung mit entsprechender Verstärkung der Pfeiler von neuem widerstandsfähig machte. Weil aber durch diese Anlage das Durchflufsprofil der beiden Flufsöffnungen verkleinert wurde, so glich man diesen Verlust durch Einschaltung einer dritten Flufsöffnung zwischen dem Pfeiler 4 und 5 und durch entsprechende Erweiterung bezw. Regulierung des Flufsbettes aus.

Die vorzunehmenden Arbeiten verteilten sich daher auf zwei Perioden:

1. Ausführung der Dammschüttung aus einer Seitenentnahme bis zu etwa 3 m Höhe unter dem Bahnplanum unter allmählicher Fortnahme der Stützen *a*, *b*, *c* und der Lehrgerüste; gleichzeitig erfolgte die Ausführung der fünf neuen Bogenstellungen.

2. Durchschlagen und Abbrechen der Gewölbe, um bei den zu verschüttenden Pfeilerstellungen das vollständige Dammprofil und um bei den neuen Pfeilerstellungen die neue Fahrbahn herstellen zu können.

Die Arbeiten der zweiten Periode waren von besonderer Schwierigkeit, da dieselben wegen Aufrechterhaltung des Betriebes in zwei Teilen, für die rechte und linke Viadukthälfte getrennt, ausgeführt werden mufsten.

Die Art und Weise der Ausführung über den fünf neuen Bogenstellungen ist aus F. 7[c] u. 7[d] ersichtlich. Nachdem das rechte Gleis auf das äufserste Mafs (0,63 m) nach rechts verschoben und das linke mittels Gleisverschlingung in dasselbe hineingezogen worden war, benutzte man das letztere Gleis zum Materialientransport für das Abtragen der linken Hälfte, bei welcher Arbeit die rechte Hälfte fortwährend durch Abspreizungen gestützt wurde, deren Pfosten schliefslich bis auf das neue Gewölbe reichten. Dann folgte die Herstellung der neuen Überschüttung und darauf das Abbrechen der rechten Viadukthälfte. Die Ausführung der Schüttung über den übrigen Gewölben erfolgte nach Durchbrechen und Abtragen derselben in ähnlicher Weise.

Die in F. 7[b] angedeuteten Anker zur Verbindung des neuen Pfeilermauerwerks mit dem alten sind nicht zur Ausführung gekommen, da das Durchbohren der alten Pfeiler grofse Schwierigkeiten und auch Zerstörungen im Mauerwerk verursachte. Eine Verbindung mittels Verzahnung ist wegen des schlechten Zustandes der alten Pfeiler nicht angeordnet.

3. Ein lehrreiches Beispiel bietet die Wiederherstellung einer Brücke aus Granit auf der sächsisch-schlesischen Staatseisenbahn, welche im J. 1877 ohne Betriebsstörung zur Ausführung gelangte. Die Bewegungen dieses Bauwerks (3 Öffnungen à 11,32 m) wurden vom Jahre 1872 ab genau verfolgt, anfangs mit Hilfe von Holzkeilen, welche man in die klaffenden Fugen trieb, später durch Verstreichen der Fugen mit Cement, wobei sich die unbedeutendsten Bewegungen durch feine Haarrisse in der Fugung äufserten. Es wurde festgestellt, dafs die Risse in einem Pfeiler und in den Gewölben infolge mangelhafter Abdeckung der letzteren und ungenügender Abführung des Tagewassers entstanden waren. Die Wiederherstellung bestand daher in Reparatur der Gewölbe und des einen Pfeilers, sowie in Herstellung einer neuen Gewölbeabdeckung und Entwässerung.

Bei der Reparatur des Pfeilers wurden Stollen, je zwei zur Zeit, quer durch denselben getrieben und zwar nur von solchem Querschnitte, dafs ein Maurer mit Spitzhacke und Brechstange notdürftig arbeiten konnte. Dabei hatte man vorher den Pfeiler in Abständen von 2 bis 3 m mit vertikal angelegten, alten Eisenbahnschienen umgeben, welche durch vier horizontale eiserne Bänder mit Spannvorrichtungen gegen Verschiebung gesichert waren. Nach Fertigstellung der ersten beiden Stollen erfolgte die gründliche Reinigung und Annetzung der Wandungen derselben, das Ausgiefsen der unterhalb gelegenen Klüfte mit sehr dünnflüssigem, reinen Cementmörtel und sodann Ausmauerung mit Cementmörtel 1:2. Dann kamen weitere zwei Stollen an die Reihe u. s. f.

Die Gewölbereparatur wurde unter Zuhilfenahme einer Gleisverschlingung in zwei Perioden durchgeführt. Nach Beseitigung der Überfüllung der einen Brückenhälfte bewirkte man die teilweise Abtragung



der Gewölbeübermauerung, wodurch die reparaturbedürftigen Bogenteile freigelegt wurden. Die Gewölberisse waren gleichzeitig von unten her auf untergesetzter leichter Rüstung dicht verschalt worden, sodaſs das Ausgieſsen mit Cementmörtel von oben geschehen konnte. Die Risse in den unteren Bogenteilen und die Risse im Pfeiler hinter und direkt unter den Kämpfern konnten glücklicherweise ebenfalls durch Ausgieſsen von oben gefüllt werden; eine Wegnahme der Kämpfer-Hintermauerung oder einen Pfeilerdurchbruch direkt hinter den Kämpfern hätte man auch wohl nicht wagen dürfen. Auf der oberen Seite der Gewölbe wurden dann noch starke Eisenklammern eincementiert und schlieſslich die neue Abdeckung und Entwässerung hergestellt.

4. Ein in der Thorn-Insterburger Bahn unfern Bischdorf ausgeführter gewölbter Durchlaſs von 2,51 m lichter Weite und 35,31 m Länge war durch die Last des darüber befindlichen etwa 9 m hohen Bahndamms, sowie durch den Druck des hinter den Widerlagern anstehenden, von Wasseradern durchzogenen Lehmbodens derart verdrückt worden, daſs er bald nach der Betriebseröffnung der Bahn zur Verhütung des Einsturzes auf eine Länge von 24 m abgesteift und ausgezimmert werden muſste.

Behufs der Wiederherstellung muſste der Durchlaſs wasserfrei gemacht werden, zu welchem Zwecke in 12 m Entfernung von der Achse des Bauwerks ein Doppel-Röhrendurchlaſs von je zwei 1,0 m im Lichten weiten, guſseisernen Röhren mit Hilfe eines bergmännischen getriebenen Stollens durch den Bahndamm geführt und in Benutzung genommen ist. Alsdann wurde das schadhafte Mauerwerk, aus welchem namentlich an der Sohle der Mörtel teilweise bis zur Tiefe eines Meters herausgewaschen war, durch neues Mauerwerk in Cementmörtel ersetzt und die Widerlager an denjenigen Stellen, welche besonders verdrückt waren, in der Sohle mittels Sohlenbogen und in Kämpferhöhe mittels guſseiserner Streben gegenseitig verspannt. — Das Gewölbe zeigte sich zwar teilweise stark verdrückt und überhöht, die vorhandenen Risse reichten jedoch nicht durch die ganze Wölbstärke, sodaſs eine Erneuerung des Gewölbe-Mauerwerks nicht für nötig gehalten wurde.

Die Kosten der Gesamt-Wiederherstellungs-Arbeiten beliefen sich (ausschl. des Transports der Personen und Materialien auf der Bahn) auf 23 537 M. Die Kosten des 45,12 m langen Stollens von 9,0 qm Querschnitt, welche in vorstehender Summe mit enthalten sind, betrugen 85 M. pro lauf. Meter.

5. Die Anwendung von Cementbeton zu Wiederherstellungen ist in gröſserem Maſsstabe auf der Erie-Eisenbahn in Amerika ins Werk gesetzt worden. Zum ersten Male scheint man dort den Beton beim Wiederaufbau des im Jahre 1875 abgebrannten Portage-Viadukts (hölzerner Überbau) in der Buffalo-New-York-City-Bahn benutzt zu haben, indem man die Pfeiler durch Umschlieſsung ihrer alten, teilweise beschädigten Sockel mit Betonkörpern zur Aufnahme einer Eisenkonstruktion herrichtete. Diese Arbeit kostete 6000 Dollars. — Bald darauf beschloſs man, einen gewölbten Durchlaſs von 4,25 m Weite, 44,5 m Länge unter einem 18 m hohen Damme bei Warsaw, dessen Gewölbe stark beschädigt war, durch Auskleidung mit einer Betonschicht wieder in Stand zu setzen. Zu diesem Zwecke stellte man ein Lehrgerüst derart auf, daſs zwischen seiner Schalung und der inneren Gewölbelaibung ein Raum von 10 cm Höhe verblieb. In den so begrenzten Hohlraum wurde darauf Beton mit der Hand gepreſst und das Lehrgerüst nach achttägiger Erhärtung der Masse entfernt. Auch für Brückenpfeiler wurde die Methode angewendet, so z. B. sicherte man die Pfeiler der West-Paterson-Brücke, deren Pfeiler zerborsten waren und auseinander zu fallen drohten, dadurch, daſs man sie mit einer 30 cm starken Betonhülle umgab.

Die angeführten Beispiele[67]) ergeben, daſs die anfängliche Ursache aller Gebrechen meistens die mangelhafte Ausführung und die mit derselben in ursächlichem Zusammenhange stehende mangelhafte Kontrolle der Arbeiten ist. Dagegen zeigen die mehr als

[67]) Weitere Beispiele sind: Transactions of the inst. of civil eng. 1836, S. 131. Cooper, description of the plan of restoring the archstones of Blackfriarsbridge. (Dasselbe auch Ann. des ponts et chaussées. 1840, S. 255 und Notizbl. d. Berl. Arch.-Ver. 1836, S. 20.) — Allg. Bauz. 1844, S. 312. Brücke über die Beraun in Böhmen. — Ebendaselbst. 1855, S. 269. Heubach-Brücke zwischen Kempten und Immenstadt. — Ebendaselbst. 1865, S. 98. Wiederherstellung des Pont du Gard bei Nismes. — Ann. des ponts et chaussées. 1871. I. S. 361. (Cadot. Note sur la reconstruction rapide et économique des ponts en maçonnerie). — Scheidtenberger. Wiederherstellung eines Durchlasses bei Oberlesece. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1873, S. 305. — Ann. des ponts et chaussées. 1874. I. S. 227. Legras. Reconstruction du pont de Chateau-Gontier. — Ebendaselbst. 1874. II. S. 392. Rekonstruktion der Brücken bei Dijoin und St.-Yan. — Ebendaselbst. 1875. II. S. 367. Reconstruction d'une pile de pont à Mussidan. — Protokolle des sächs. Arch.- u. Ing.-Ver. 1870. 72. Vers. S. 15. (Umbau der Probsthaider Wege-Überführung auf der sächs.-baier. Staats-Eisenbahn). — Zeitschr. f. Bauw. 1878, S. 26. Wiederaufrichtung eines umgestürzten pneumatisch fundierten Pfeilers. — Rekonstruktion der Brücke von Malzeville.

zweitausendjährigen Werke des alten Roms, dafs man trotzdem von einer nahezu unbegrenzten Dauer der steinernen Brücken sprechen kann. Doch wird dieselbe nicht allein durch musterhafte Ausführung, welche wiederum ohne ebensolche Leitung und Beaufsichtigung nicht denkbar ist, sondern auch durch regelmäfsige Unterhaltung, ohne welche selbst das gesundeste Bauwerk allmählich dem Zahn der Zeit verfallen würde, angestrebt werden müssen.

§ 31. Umbauten. — Zu den Umbauten sind in erster Linie die Umänderungen bestehender hölzerner Brücken in steinerne zu rechnen, ferner alle diejenigen Abänderungen und Verbesserungen, welche aus Betriebs- und Verkehrsrücksichten an einem bestehenden Bauwerk notwendig werden z. B. Verbreiterung, Höher- oder Tieferlegung der Fahrbahn, Erweiterung des Durchflufsprofils u. s. w. Die Umbauarbeiten sind ebenso wie die Wiederherstellungsarbeiten sehr mannigfacher Art, sodafs ihre Besprechung, wie bei jenen, an der Hand von Beispielen erfolgen soll.

1. Änderung hölzerner in steinerne Brücken. Die ganz aus Eichenholz konstruierten Überbauten der früheren Eisenbahnbrücken der hannoverschen Staatsbahnen hatten eine Dauer von 25 bis 30 Jahren, diejenigen aus Kiefern- bezw. Tannenholz eine solche von 10 bis 15 Jahren. Man entschlofs sich diese Brücken durch eiserne oder steinerne zu ersetzen. Ein Ersatz durch Eisenkonstruktionen wurde nur da ausgeführt, wo wegen der mangelnden Höhe die Ausführung von Gewölben unthunlich war, während man in allen übrigen Fällen eine Überwölbung vorzog und zwar aus folgenden Gründen:

1. Die Mittelpfeiler besafsen eine genügende Tragkraft für die Überwölbung und die zu überwölbenden Öffnungen hatten nur eine Weite von 14 bezw. 16 m.

2. Die für die Aufnahme der Sprengstreben des hölzernen Überbaues bestimmt gewesenen Quaderschichten konnten mit nur einer Ausnahme sofort zu den Bogenkämpfern benutzt werden.

3. Die Ziegel konnten billig beschafft und mit der Bahn bis zur Baustelle befördert werden.

4. Bei der vorhandenen grofsen Anzahl der Öffnungen und wegen der in zwei Hälften vorgenommenen Gewölbeausführung kam man mit wenigen Lehrgerüsten aus.

5. Um die Gewölbe mit genügender Pfeilhöhe über dem höchsten Wasserstande ausführen zu können, brauchte man die Anschlufsdämme zum Teil nur 0,5 m, zum Teil gar nicht zu erhöhen.

Die Ausführung der Gewölbe geschah ohne Betriebsstörung und, wie vorhin bemerkt, um an Gerüsten zu sparen in zwei Hälften. Zuerst wurde diejenige Brückenhälfte überwölbt, welche mit dem hölzernen Überbau für das zweite Gleis noch nicht versehen war. Sodann erfolgte eine Verlegung des Gleises und die Ausführung der Gewölbe für die andere Brückenhälfte, welche unter Belassung eines Zwischenraumes von etwa 15 mm stumpf gegen die erste Hälfte stiefs. Zur Verbindung beider Gewölbehälften dienten zwei Anker, die in etwa 3 m Entfernung von den Stirnen eingemauert wurden. Nach dem Ausrüsten der zweiten Gewölbehälfte vereinigte man diese Anker durch einen über die hakenförmig umgebogenen Enden derselben gelegten Ring, verstrich endlich von unten aus die Fuge des Zwischenraumes und gofs dieselbe von oben mit Cement aus.

An den Widerlagern führte man je zwei getrennte Verstärkungspfeiler ohne Störung des Betriebes einzeln auf, indem man Schächte bergmännisch abteufte, die Sohle betonierte und das neue Mauerwerk stumpf gegen das alte setzte. Zur Vermehrung der Betriebssicherheit legte man während des Umbaues unter das Fahrgleis zwei Stück 15 m lange und 50 cm starke Rundhölzer, auf denen die Bahnschwellen festgenagelt wurden und deren eines Ende auf das Mauerwerk des Widerlagers zu liegen kam, während das andere Ende auf dem Damme gut unterstopft wurde. Vier gewölbte Brücken wurden auf diese Weise mit einer Ersparung von 14, 26, 28 bezw. 38% gegen die Kosten, welche ein eiserner Überbau verursacht hätte, ausgeführt.[68])

Ann. des ponts et chaussées. 1879, Febr. S. 102. — Tiefenbacher. Die Rutschungen. Wien 1880. S. 109, 128, 131 u. a. — Jahrbuch des sächs. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 165. (Reparatur der Chausseebrücke über die Weifseritz in Deuben bei Dresden).

[68]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1861, S. 64. von Kaven. Die Wölbung der Ilmenau-Brücke. — Ebendaselbst. 1861, S. 359. Meyer. Die Wölbung der Gerdau-Brücke. — Ebendaselbst. 1863, S. 429. Früh. Die Wölbung der Aller-Brücke. — Ebendaselbst. 1860, S. 158 und Deutsche Bauz. 1876, S. 86. Vorträge des Geh. Reg.-Rats Funk.

Ein Beispiel eines ähnlichen Umbaues, besonders beachtenswert dadurch, daſs die an Stelle der hölzernen Brücke ausgeführte steinerne Brücke von Grund auf neu hergestellt werden muſste, liefert der Umbau der Eisenbahnbrücke über den Mürzfluſs auf der Endstation der Semmeringbahn[69]) mit drei Öffnungen von 19 bis 25 m Weite. Der Umbau erstreckte sich sogar auf die Fundamente, welche tiefer gelegt werden muſsten.

Um eine provisorische Überbrückung von etwa 316 m Länge neben der umzubauenden Brücke zu umgehen, beschloſs man für die Unterstützung des Fahrgleises die neu erbauten Pfeiler und Widerlager u. s. w. heranzuziehen. Demnach ging die Bauausführung in folgenden Abschnitten vor sich:

1. Abtragen des hölzernen stromaufwärts liegenden, rechten Überbaues. Herstellung von Fangdämmen für den Bau der neuen Pfeiler. Errichtung einer provisorischen Sprengwerksbrücke, deren Joche auf die innere Pfahlreihe der Fangdämme der rechten Brückenhälfte zu stehen kamen. Erstmalige Verlegung des linken Fahrgleises auf das Provisorium der rechten Brückenhälfte.

2. Abbrechen sämtlicher Pfeiler und Widerlager und Neubau derselben. Allmähliche Abstützung des Provisoriums der rechten Brückenhälfte auf die fertigen neuen Pfeiler unter Wegnahme der Joche, sodaſs die Aufstellung der Lehrgerüste und das Einwölben nicht behindert wurde.

3. Herstellung der Gewölbe. Ausführung der Hintermauerung und der Stirnmauer für die linke Brückenhälfte, während die Gewölbe noch auf den Lehrgerüsten blieben. Herstellung eines provisorischen hölzernen Unterbaues über der Hintermauerung der linken Brückenhälfte zur Aufnahme des Fahrgleises. Zweite Verlegung des Fahrgleises vom Provisorium der rechten Brückenhälfte auf das neu hergestellte der linken.

4. Abtragen des Provisoriums. Vollendung der Hintermauerung und der Stirnmauer der rechten Brückenhälfte. Ausrüstung sämtlicher Gewölbe. Dritte Verlegung des Fahrgleises vom provisorischen Unterbau der linken Brückenhälfte auf die fertige rechte Brückenhälfte. Abtragung des provisorischen Unterbaues und Vollendung der Arbeiten auf der linken Brückenhälfte. Letzte Verlegung des Fahrgleises in die ursprüngliche Lage.

Die Ausführung währte, mit Unterbrechung durch zwei Winter, vom August 1852 bis August 1854, also 2 Jahre. Die Kosten des Brückenbaues betrugen rund 200 000 M., die Kosten der provisorischen Gerüste u. s. w. rund 30 000 M., also 15% der erstgenannten Summe.

2. Die Hebung von Gewölben muſste bei einigen Brücken des Rhein-Marne-Kanals, infolge der auszuführenden Hebung seines Wasserspiegels, vorgenommen werden. Besonders lehrreich ist das Verfahren, welches bei einer in der Nähe von Frouard den Kanal überschreitenden Eisenbahnbrücke von 6,60 m Breite und 10 m Spannweite im Juli 1877 zur Anwendung kam.[70]) Das Gewölbe der Brücke, welches aus kleinen Bruchsteinen zwischen Werkstein-Stirnen in hydraulischem Kalkmörtel bestand, zeigte sich so gut erhalten, daſs man von einem Abbrechen desselben, obwohl zu diesem Zweck bereits ein Lehrgerüst angebracht war, Abstand nahm, man beschloſs vielmehr, das Gewölbe nur an den Kämpfern zu lösen, in einem Stücke auf die erforderliche Höhe mittels der Schrauben des Lehrgerüstes zu heben und dann wieder in Stand zu setzen.

Beim Einarbeiten der Kämpfer-Breschen wurden an beiden Seiten drei feste Stützpunkte bis zum letzten Augenblicke erhalten und dann gleichzeitig abgearbeitet, bis das Gewölbe völlig auf dem Lehrgerüst ruhte. Hierbei senkte sich das Lehrgerüst im Scheitel um 4 cm, wobei einige Risse und offene Fugen in der inneren Laibung und an den Stirnen zu Tage traten. Das Gewicht des Lehrgerüsts eingeschlossen hatte man nun 75 cbm Gewölbmasse mit 180 t Gewicht zu heben. Die Gesamthebung von 0,43 m geschah mittels Schrauben, die nach jeder Aufwärtsbewegung von 0,025 m und nach erfolgtem Antreiben von Keilen zurückgeschraubt wurden, in $1^1/_2$ Tagen; stündlich betrug die Hebung 3 cm.

Nach Wiederherstellung der Kämpferlücken galt es die Risse in der Laibung und an den Stirnen, welche sich während der Hebung und der dabei erfolgten weiteren Senkung des Lehrgerüsts um 2 cm auf eine durchschnittliche Weite von 1 cm vergröſsert hatten, zu schlieſsen. Zu diesem Zwecke bohrte man in die Risse von oben her Löcher, reinigte beide von Mörtel und Steinstücken und schloſs sie von unten mit Thon. Dann führte man in die Löcher unter starkem Druck einen aus Moselsand und Portlandcement gemischten Mörtel ein. Bei den Stirnfugen stellte man den erforderlichen Druck unter Zuhilfenahme eines höher liegenden Reservoirs her.

Acht Tage später rüstete man aus, wobei noch eine Scheitelsenkung von 1,5 mm beobachtet wurde.

---

[69]) Meiſsner. Die Erbauung der Eisenbahnbrücke über den Mürzfluſs nächst Mürzzuschlag. Allg. Bauz. 1855, S. 194.

[70]) Ann. des ponts et chaussées. 1878. I. S. 592; auch Revue générale de l'architecture et des travaux publics. 1883, No. 9 bis 10. Centralbl. der Bauverw. 1884, S. 87.

3. Durch **Abarbeitung der inneren Laibungsfläche** erhielt auf derselben Kanalstrecke das Gewölbe der Eisenbahnbrücke bei Champigneules das erforderliche Durchfahrtsprofil.[71])

Die Brücke hat bei einer Schiefe von 30°, eine in der Stirn gemessene Spannweite von 19,15 m (10 m normale Weite), und trägt neben der zweigleisigen Eisenbahn Paris-Strafsburg noch eine Strafse. Gesamtbreite zwischen den Geländern 11,85 m. Das Gewölbe besteht aus sechs in Zwischenräumen von 1,25 m nebeneinander liegenden Ringen aus Werksteinen; die Zwischenräume werden durch fünf Betonkörper ausgefüllt. Die Gewölbstärke betrug durchweg 1,30 m und wurde auf 0,835 m verringert, entsprechend einer Pressung von 40 kg f. d. qcm, vergl. S. 125.

Nachdem ein versuchsweises Abarbeiten von zwei Werkstein- und Betonringen und eine hierauf angestellte Probebelastung in zufriedenstellender Weise verlaufen waren, schritt man zur Abarbeitung eines gröfseren Teils des Gewölbes, beschränkte sich aber zunächst auf die Beseitigung der erforderlichen Teile dreier Schlufssteine und je zweier Steine an denjenigen Bogenstellen, wo die Drucklinie sich der inneren Laibung am meisten näherte. Alsdann fand eine zweite Probebelastung mit einer 70 t schweren Lokomotive in eingehender Weise statt, worauf der in Angriff genommene Gewölbeteil vollständig und erst nach nochmaliger Belastung das ganze Gewölbe abgearbeitet wurde. Hierbei verschob man aber vorsichtigerweise die Bahngleise provisorisch immer derart, dafs dieselben niemals über eine in Abarbeitung begriffene Gewölbezone zu liegen kamen.

Die Kosten der Abarbeitung betrugen pro qm Laibungsfläche 85,6 M., im ganzen etwa 9000 M.

4. **Verbreiterungen alter Brücken**, deren Fahrbahnbreite dem wachsenden Verkehre nicht mehr genügte, sind namentlich in England in grofser Zahl zur Ausführung gekommen.[72]) Meistens ist die Verbreiterung in der Weise erfolgt, dafs man die alte Brücke möglichst unverändert belassen und an einer Seite oder an beiden Längsseiten derselben unter Anwendung eiserner Quer- und Längskonstruktionen neue Bahnen hergestellt hat.

Bei der Carlisle-Brücke in Dublin war eine gleichzeitige Tieferlegung der Fahrbahn der alten Brücke erforderlich, was dadurch ermöglicht wurde, dafs man die vorhandenen Kreisbogen-Gewölbe in elliptische umwandelte.

Die Tieferlegung der Fahrbahn des Pont-Neuf zu Paris, auf welcher nach angestellten Untersuchungen binnen 24 Stunden 90000 Fufsgänger und 15000 Pferde verkehrten, erfolgte in anderer Weise. Man schlug ein neues Gewölbe unter dem alten und beseitigte dann das letztere, wodurch eine Ermäfsigung der Brückenhöhe von 1 m erzielt wurde. T. XVIII, F. 8 zeigt die Ausführung mittels eines an der Brücke aufgehängten Arbeitsgerüstes, welche gleichzeitig für den Verkehr des Publikums diente.

§ 32. Arbeiten während des Betriebes. — In den §§ 29 bis 31 sind bereits verschiedene Unterhaltungs-, Wiederherstellungs- und Umbauarbeiten beschrieben worden, welche während des Betriebes zur Ausführung kommen mufsten. Hier bleibt nur über Neubauten etwas hinzuzufügen, die in einer bestehenden Verkehrslinie herzustellen sind. Die dabei in Betracht kommenden allgemeinen Verhältnisse wurden bereits in § 6 unter 5. erörtert. Danach wird in den meisten Fällen zur Aufrechterhaltung bestehenden Verkehrs entweder eine provisorische oder definitive Verlegung einer Verkehrslinie in Frage kommen, wobei der Verkehr eine erhebliche Störung nicht erleidet, oder die Ausführung wird unter erschwerenden Umständen ohne Zuhilfenahme einer Verlegung vor sich gehen müssen.

1. Am schwierigsten gestalten sich die Verhältnisse in der Regel, wenn die Verkehrslinie eine Eisenbahn ist, deren Damm an der Baustelle durchbrochen werden soll und dabei nicht verlegt werden kann. Es bleibt dann kein anderes Mittel, als die Fahrgleise zu unterfangen, wobei eine zeitweise Unterbrechung oder Verschiebung derselben nur in den Zugpausen stattfinden darf. Bei eingleisigen Bahnen sind letztere

---

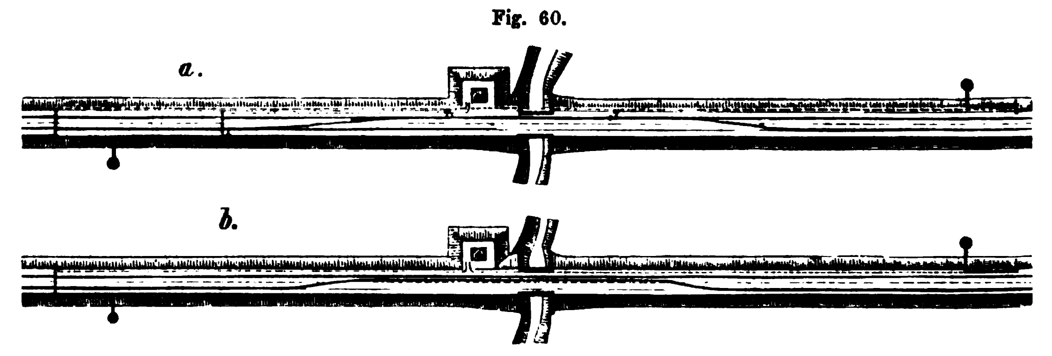
[71]) Ann. des ponts et chaussées. 1880. I. S. 319.

[72]) The Builder, 1875, S. 118. Kurze Notiz über die Erbreiterung der North-Bridge in Edinburgh. — Ebendaselbst. 1878, S. 641. Neue Carlisle-Brücke in Dublin. — Ann. des ponts et chaussées. 1876, Pl. 25. — Vergl. auch The Engineer. 1877. I. S. 269. Rebuilding and widening Carlisle-Bridge, Dublin, woselbst die Ausführungs-Bedingungen mitgeteilt werden.



meistens für dergleichen Arbeiten ausreichend lang bemessen. Bei stark betriebenen zweigleisigen Bahnen wird es jedoch häufig nötig, ein Gleis für längere Zeit oder auch nur für gewisse Stunden des Tages zu sperren. Findet die Sperrung des einen Gleises nur für eine Reihe von Stunden am Tage statt, so wird die Betriebseinrichtung in der Regel derart getroffen, dafs alle Züge zwischen den beiden Stationen, innerhalb welcher die Baustelle liegt, eingleisig verkehren. Es fahren demnach die früher auf dem jetzt gesperrten Gleise verkehrenden Züge auf falschem Gleise, weshalb die für einen solchen Fall durch die Signalordnung vorgeschriebenen Vorsichtsmafsregeln (Allarmsignal, rotes Licht der bei Nacht fahrenden Maschine u. s. w.) ausgeführt werden müssen. Obgleich die Nachbarstationen von der Sperrung des Gleises Kenntnis haben und daher auf demselben keinen Zug ablassen dürfen, so werden doch in gehöriger Entfernung von der gesperrten Stelle nach beiden Richtungen hin in der Regel noch Knallsignale in Verbindung mit Absperrsignalen (rote Fahne, rotes Licht) ausgelegt, um vorkommenden Falls einen falsch fahrenden Zug noch rechtzeitig zum Halten bringen zu können. Soll das eine Gleis auf längere Zeit, z. B. während der Bauzeit eines Brückenteiles gesperrt werden, so würde es der Betrieb nicht zulassen, dafs die Sperrung, wie im vorigen Falle, auf der ganzen Strecke zwischen den Nachbarstationen erfolgt. Es wird vielmehr genügen, nur ein kurzes nach beiden Seiten über die Baustelle hinaus reichendes Stück der Strecke zu sperren und die Verbindung von dem gesperrten Gleise nach dem nicht gesperrten durch Weichenverbindungen (Fig. 60 *a*) oberhalb und unterhalb der Baustelle oder durch eine sog. Gleisverschlingung (Fig. 60 *b*) offen zu halten.

Fig. 60.



c. Stellvorrichtung und Bude.

Bei Anwendung von Weichen kann man das gesperrte Gleisstück als Materialiengleis nutzbar machen. Meistens, auch wenn an der Sperrstelle eiserner Oberbau liegt, stellt sich eine Gleisverschlingung billiger als Weichenanlagen. Um den Betrieb in der Nähe der Baustelle zu sichern ist es notwendig, oberhalb und unterhalb der letzteren je ein einflügeliges Abschlufssignal, welches die Zeichen „Halt“ und „Fahrt frei“ giebt, aufzustellen; dabei müssen die Signalflügel selbstthätig derart miteinander verbunden bezw. gegeneinander verriegelt werden können, dafs es niemals möglich ist, beide Flügel auf „Fahrt“ zu stellen. Bei besonders schwierigen Bauten, die zu Zeiten auch die betriebssichere Lage des Fahrgleises an der Baustelle gefährden können, ist es ratsam jeden Zug zuvor am Abschlufssignal halten zu lassen, wo der Zugführer dann erst ausdrückliche Erlaubnis zur Weiterfahrt erhält. Auch eine elektrische Verbindung des Bahnwärters mit den Nachbarstationen ist notwendig.

Die Ausführung von Bauwerken während des Betriebes ist nachstehend an einigen Beispielen erläutert.

2. **Das Unterfangen der Fahrbahn mittels Abteufen senkrechter Schächte und Aufstellung von Sprengwerken** kam im J. 1876 zur Anwendung beim Bau eines gewölbten Fufsgänger-Tunnels unter den Bahnhofsgleisen der Halle-Sorau-Gubener Bahn in Cottbus (T. XVIII, F. 9 bis 9[f]). Die Gleise durften während der Ausführung weder gesperrt noch verlegt werden; in unvermeidlichen Fällen wurde eine Aufserbetriebsetzung eines Gleises für die Dauer von wenigen Stunden gestattet.

Die Arbeiten begannen von einer Seite aus und zwar zunächst unter den beiden äufsersten nördlichen Gleisen. In einer Betriebspause wurde, nachdem vorher das Kiesbett bis zur Schwellenunterkante freigelegt worden war, unter die Schwellen bezw. unter jede Schiene ein 14 m langer, $^{35}/_{40}$ cm starker Träger *a a* (F. 9) eingeschoben und es wurden beide Träger zunächst fest gestopft. Nachdem auf diese Weise die Gleise versichert waren, begann unter denselben die Ausschachtung der Baugrube derartig, dafs mit Hilfe von Bohlenkränzen, die in sich und unter sich abgespreizt waren, auf jeder Widerlagsseite ein Schacht eingetrieben wurde (F. 9, I). Die Bodenbeschaffenheit gestattete es, vor Beginn der Abspreizung eine Schachttiefe von 1 m = 3 Bohlenbreiten auszuheben. Es brauchte daher das Einlegen und Abspreizen der Bohlen erst zu erfolgen, nachdem jene Tiefe erreicht war; nach Einlegung der nächsten 3 Bohlen wurden alle 6 Bohlen untereinander verspreizt, und so weiter fortgefahren. Die Abspreizung geschah derart, dafs man Bohlen von oben nach unten über die zuerst eingesetzten Bohlenkränze legte und zwischen diesen die Absteifung *b* (F. 9, II) herstellte, durch welche Anordnung die Zahl der Spreizen auf ein Minimum verringert und freier Arbeitsraum gewonnen wurde.

Waren die Schächte bis auf die Sohle der Baugrube hinuntergeführt und verspreizt, so begann die Unterstützung der Träger, um allmählich auch den Erdaushub zwischen den beiden Schächten in Angriff nehmen zu können. Zunächst wurden die vertikalen Stützen *c* (F. 9[a], III) aufgestellt, welche auf Quer- und Langschwellen ruhten und aufserdem auf starken, breiten, eichenen Doppelkeilen, um jederzeit nachgetrieben, bezw. beim Ausrüsten gelöst werden zu können. Sodann wurden die Spannriegel *e* und die Streben *d* eingebracht, die Aussteifung entsprechend ergänzt und nun mit dem Ausgraben des mittleren Erdkerns begonnen, wobei zunächst der Träger *a a* bezw. der Spannriegel *e* in der Mitte fortwährend unterstützt und nach Bedürfnis die Stützen *f* unter demselben verlängert wurden. Zugleich wurden die sich lösenden Spreizen *b* durch die Spreizen *g* ersetzt und die Absteifung der Kopfwand so lange fortgeführt, bis der Zustand F. 9[a], IV erreicht worden war. — Im Laufe der Ausführung stellte es sich, um freien Arbeitsraum zu erhalten, als praktisch heraus, die Spreizen *g* fortzulassen und an deren Stelle hinter die Stützen *c* in der Längsrichtung starke Hölzer *d I* einzubringen, gegen welche die Absteifung der Seitenwände vorgenommen werden konnte. Die Hölzer fanden auf einem Ende Halt in dem fertigen Mauerwerk.

Es begann nun die Herstellung des Mauerwerks, und zwar konnte dasselbe unter event. Fortnahme der Spreizen *g* und unter Ersatz derselben durch *h*, sowie weiterhin durch Hinterfüllen des Bodens in den Zustand V gebracht werden. Jetzt wurden die Stützen *i*, ebenfalls auf Schwellen und Keilen, eingesetzt, die Stützen *c* und die Streben *d* entfernt und das Mauerwerk bis zu der aus Darstellung F. 9[b], VI ersichtlichen Höhe hinterfüllt. Während dieser Zeit ward die Hintermauerung des Gewölbes fortgesetzt und es wurden die in F. 9[b], VI gezeichneten, über die Hintermauerungsfläche etwas vorstehenden Mauerpfeiler aufgeführt, welche die zur Unterstützung der Träger *a a* dienenden, kurzen Ständer *k* aufnahmen. Ursprünglich waren diese Mauerpfeiler nicht projektiert, die Holzstützen *k* sollten auf Schwellen und Keilen ruhend, direkt bis auf die Asphaltierung der Hintermauerung reichen, jedoch gab man diese Anordnung später auf, da bei Entfernung jener Holzstützen, welche stets zugleich mit der Entfernung der Träger *a* geschehen mufste, ein Wiederaufgraben des bereits hinterfüllten Bodens und eine Beschädigung der Asphaltschicht nicht vermieden werden konnte. — Demnächst wurden die Stützen *f* entfernt und die dafür im Gewölbe ausgesparten Öffnungen geschlossen (F. 9[b], VII); dann ward die Verfüllung des fertigen Tunnelteils beendet und es verblieben nur die Träger *a a* noch eine Zeit lang unter dem Gleise, bis die Verfüllung sich gehörig gesetzt und während dieser Zeit durch Nachstopfen die hinreichende Festigkeit erlangt hatte (F. 9[c], VIII). Erst nach einiger Zeit wurden auch die Träger *a a* entfernt.

Die in den Figuren angegebenen Stärken der zur Verwendung gekommenen Hölzer zeigten sich als reichlich bemessen. Am stärksten wurden die Träger *a a* in Anspruch genommen, und zwar in Periode VII, wo dieselben 3,0 m (bis zur Mitte der Unterstützung 3,25 m) weit frei lagen. Selbst unter der Annahme, dafs dieselben bei dieser lichten Weite nur frei aufliegen, obgleich man sie mit Recht als in mehreren Punkten unterstützt annehmen könnte, waren dieselben bei Belastung durch eine Lokomotive doch nur mit höchstens 65 kg pro qcm in Anspruch genommen.

Die Baukosten haben betragen:

Erdarbeiten einschl. Zimmerarbeit und Holzlieferung u. s. w.				Maurerarbeiten einschl. Material				Gesamtkosten	
unter den Gleisen		aufserhalb der Gleise		unter den Gleisen		aufserhalb der Gleise einschl. Pflasterung		pro lauf. m Tunnel	für den ganzen Tunnel überhaupt
pro cbm Erde M.	im ganzen M.	pro cbm Erde M.	im ganzen M.	pro cbm M.	im ganzen M.	pro cbm M.	im ganzen M.	M.	M.
4,50	8 118,90	1,00	2 748,50	26,03	13 334,68	22,97	22 390,57	472,01	54 989,11

In den Gesamtkosten sind enthalten 8396 M. (= 7,21 M. pro lauf. m Tunnel) für verschiedene kleinere Ausgaben, nämlich für die eisernen Gitter und Fenster, die Treppenstufen, die Abdeckung der Treppengeländer, die Asphaltierung des Gewölbes, die Verlegung einer vorgefundenen Gasleitung und die Unterhaltung der Gleise und des Perrons.

Wegen sonstiger Einzelheiten ist auf die Originalmitteilung[78]) zu verweisen, welche auch Angaben über die Arbeitsleistungen, die Dauer der Arbeitsperioden und Näheres über die Art der Ausführung enthält.

3. In den F. 10 bis 10c, T. XVIII ist eine Ausführung dargestellt, bei welcher das Bauwerk unter Zuhilfenahme einer Verbreiterung des Eisenbahndammes und einer Gleisverschlingung hergestellt wurde. Dies Verfahren ist für den Betrieb sehr störend; an seiner Stelle sollte daher, wenn die Verhältnisse es gestatten, das eben beschriebene mit Hilfe senkrechter Schächte gewählt werden.

Der Gang der Arbeiten war folgender:

Periode 1, F. 10: Abgrabung des Dammes auf der einen Bahnseite und Verwendung des gewonnenen Bodens zur Verbreiterung des Planums auf der anderen Seite. Dabei mufs ein Fahrgleis gesperrt werden.

Periode 2, F. 10a: Wegnahme des betreffenden Teiles im gesperrten Gleise; Fortgang der Abgrabung und Beginn der Maurerarbeiten.

Periode 3, F. 10b: Abgrabung bis auf das zulässige Mafs, wobei die abgegrabene Böschung durch eine Bohlwand unter Zuhilfenahme fertig gestellter Bauwerksteile als Stützpunkte abgesteift wird.

Periode 4, F. 10c: Hinterfüllung und Überschüttung des fertigen Bauwerksteiles. Wiederherstellung des gesperrten Gleises und Verschlingung mit dem anderen Gleise. Endlich Abgrabung des Dammrestes, Vollendung der Maurerarbeiten u. s. w. und Wiederinbetriebsetzung beider Fahrgleise.

Abgesehen von der Behinderung des Betriebes tritt bei dem beschriebenen Verfahren auch noch der Übelstand ein, dafs infolge der stückweisen Ausführung und der raschen Hinter- und Überfüllung des Mauerwerks das letztere zu Verdrückungen geneigt ist.

---

[78]) Deutsche Bauz. 1877, S. 291. Mehrtens. Bau eines gewölbten Fufsgängertunnels unter den bestehenden Gleisen der Halle-Sorau-Gubener Eisenbahn auf Bahnhof Cottbus. — Eine ähnliche Ausführung für eisernen Überbau s. Civ.-Ing. 1867, S. 253. (Tellkampf. Brückenbau unter Bahnhof Altona). — Desgl. für eine gewölbte Brücke: Allg. Bauz. 1865, S. 64. Baulichkeiten unter einer im Betriebe stehenden Eisenbahn (aus Portefeuille des conducteurs des ponts et chaussées et des gardes-mines No. 9, 1863); vergl. auch Goschler. Traité pratique de l'entretien etc. des chemins de fer. vol. I. S. 134.

F. Kosten-Statistik.[74]

§ 33. Allgemeines. — Für die genaue Veranschlagung oder um ermitteln zu können, ob die vom Unternehmer in Ansatz gebrachten Einheitspreise im angemessenen Verhältnisse zu den aufgewendeten Selbstkosten stehen, ist die Kenntnis der Elementarkosten der Lieferungen und Arbeiten erforderlich, da die allerdings bequemere und rascher zum Ziele führende Methode der Preisbestimmung allein nach Erfahrungssätzen bei der Mannigfaltigkeit der vorkommenden Fälle oft sehr trügen kann.

Die Elementarkosten teilen sich in drei Gruppen, in die Kosten:

1. für Beschaffung der Materialien frei Baustelle, bei denen man zu beachten hat:
   a. Beschaffung frei Fabrik-, Gewinnungs- oder Lieferort,
   b. Transport zur Baustelle;
2. für alle weiter auf der Baustelle mit den Materialien vorzunehmenden Handhabungen, welche zerfallen in:
   a. Vorbereitung bezw. Bearbeitung,
   b. Transport,
   c. Hebung,
   d. Vermauern und Versetzen,
   e. Nacharbeiten der Flächen;
3. für Gerüste, Geräte, Bauleitung, Verzinsung der angelegten Kapitalien u. s. w., welche Kosten durch einen Prozentsatz (vergl. Tabelle I, S. 264) oder durch eine Pauschsumme, oder event. durch besondere Berechnung festgestellt werden.

Die Kosten der Beschaffung der Materialien frei Fabrik-, Gewinnungs- oder Lieferort sind abhängig von den allgemeinen Handels- und Verkehrsverhältnissen und augenblicklichen Konjunkturen, müssen daher unmittelbar in Erfahrung gebracht werden, während die Kosten für den Transport zur Baustelle mittels Fuhrwerk oder auf Interimsbahnen (auf öffentlichen Eisenbahnen gelten im allgemeinen feste Tarife) durch Berechnung gefunden werden können.

Die schwierigste und zeitraubendste Arbeit der Kostenbestimmung bereiten die Gruppen 2. und 3., weil, um zu einem richtigen Ergebnisse zu gelangen, aus dem Verbrauch an Material und Arbeitskraft für jede einzelne in den Gruppen enthaltene Arbeit

---

[74]) Über Kosten der Brücken geben auch Aufschlufs: Nouv. ann. de la constr. 1857, S. 79. Knab. Notes sur les principaux viaducs du chemin de fer de Rouen à Havre. — Daselbst 1859, S. 163. Frémaux. Viaduc de Messarges. — Daselbst 1862, S. 62. Nördling. Ponts-rails droits en maçonnerie. — Daselbst 1862, S. 21. Cassagnes. Prix de revient totaux et par mètre superficiel des viaducs établis sur plusieurs lignes françaises. — Ferner: Vorrede zu Morandière. Traité de la constr. etc. S. 6 bis 7 und Tabellen am Schlufs des Werkes von Fontenay über den Indre-Viadukt. — Zeitschr. f. Bauw. 1859, S. 225. Kosten sächsischer Viadukte. — Civ.-Ing. 1868, S. 279. v. Schönberg. Über Arbeitsleistungen und Materialverbrauch bei Kunstbauten. — Osthoff. Hilfsbuch zur Anfertigung von Kostenberechnungen im Gebiete des gesamten Ingenieurwesens. Leipzig 1879.

die Summe gezogen und dieselbe dann mit Rücksicht auf den Lohnsatz der verschiedenen Arbeitsklassen und die Kosten der Materialien in Geld umgesetzt werden mufs. Für diese Berechnung dienen die nachfolgenden Tabellen, namentlich No. IV bis VIII.

Bei Kostenüberschlägen und Kostenanschlägen, welche als Unterlagen für die Submission dienen sollen, bei welchen also die später wirklich zu zahlenden Einheitspreise durch die Konkurrenz festgesetzt werden, wird man in der Regel das vorstehend angedeutete, zeitraubende Verfahren der Preisbestimmung aus Summierung der Elementarkosten nicht in Anwendung bringen, sondern die Einheitspreise nach den in verwandten Fällen erfahrungsmäfsig gezahlten Sätzen bestimmen.

Für diese Bestimmung mögen die Zusammenstellungen des § 37 dienen, aus welchen die Kosten einer Reihe von ausgeführten Brückenbauten älterer und neuerer Zeit im allgemeinen für den lauf. m, f. d. qm der Ansichtsfläche, f. d. cbm der ganzen Masse und im besonderen nach Einheitspreisen zu entnehmen sind.

§ 34. Kosten des Materialien-Transports und der Hebung der Materialien.

1. Die Kosten, welche aus dem Transport der Materialien von dem Gewinnungsort nach der Baustelle erwachsen, sollen nur kurz besprochen werden, eine eingehende Erörterung mufs den Werken über Veranschlagungen, auf welche hiermit verwiesen wird, überlassen bleiben.[75]) — Für den Eisenbahntransport sind die Einheitssätze aus den Tarif-Tabellen der Eisenbahnverwaltungen zu entnehmen. Die Kosten des Wassertransports sind sehr schwankend, auch von Angebot und Nachfrage wesentlich abhängig; eine Arbeit von G. Meyer über die Kosten der Binnenschiffahrt (Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1881, S. 193) giebt mancherlei Aufschlüsse. Die Kosten des Transports mit Landfuhrwerk werden hauptsächlich von der Beschaffenheit der Strafsen und von ihren Steigungsverhältnissen beeinflufst; die Grundlagen für ihre Berechnung sind in dem IV. Kapitel des ersten Bandes dieses Handbuchs (2. Aufl., § 3 u. 4), namentlich aber in Launhardt. Die Steigungsverhältnisse der Strafsen (Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1880, S. 345) enthalten. Auch Pollitzer (Der praktische Ingenieur und Baumeister, II. S. 308 u. ff.) bespricht die bezeichneten Kosten bei horizontalen, gepflasterten und ungepflasterten Wegen.

2. Bei dem Transport der Materialien auf der Baustelle kommen Transporte auf Interimsgleisen, Transporte mit zweirädrigen Steinwagen und solche mit Schiebkarren in Betracht. Auch über diese drei Arten von Transporten macht Pollitzer in dem bezeichneten Werke Angaben, ferner ist das III. Kapitel des ersten Bandes dieses Handbuchs (§ 8 u. ff.) zu Rate zu ziehen. Beobachtungen, welche beim Bau der Fulda-Brücke bei Kragenhof über Interimsgleis-Transporte von Steinmaterial, auch über die hierbei zum Auf- und Abladen der Steine erforderliche Zeit gemacht wurden, sind in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover (1858) verzeichnet.

3. Über die Kosten der vertikalen Hebung der Materialien sollen hier nur insoweit Mitteilungen gemacht werden, als tierische Motore in Betracht kommen. Zunächst ist jedoch auf das erste Kapitel des vierten Bandes zu verweisen, woselbst die Leistungen jener Motoren an Hilfsvorrichtungen verschiedener Art eingehend erörtert sind.

---

[75]) Vergl. über diesen Gegenstand auch: Mitteilungen des Arch.- u. Ing.-Ver. f. Böhmen. 1874, S. 79. (Nosek. Über Zufuhr von Baumaterialien) und das bereits erwähnte Hilfsbuch von Osthoff.

a. Hebung mit Winden. Beim Bau der Fulda-Brücke zu Kragenhof sind in Bezug auf die Leistungen der Menschenkraft bei Hebung von Baumaterialien mittels Winden nachstehende Versuche gemacht:

Tabelle IV. **Hebung von Baumaterialien mittels der Bockwinde des Laufkrahns.**

Material.	Bedarf an Arbeitskraft										Nutzeffekt eines Arbeiters in mkg pro Sekunde, bei einem Gewichte der Last in kg von			
	pro cbm in Tagen à 10 Stunden bei einer Förderungshöhe in Metern von								im ganzen waren thätig					
	2,5	5,0	7,5	10,0	12,5	15,0	17,5	20,0	an der Winde	zum Aus- und Einhängen der Steinzangen u. s. w. Absetzen und Füllen der Fässer u. s. w.	500 bis 750	750 bis 1000	1000 bis 1500	1500 bis 2000
Quader einschl. Aufwinden und Absetzen . .	0,20	0,25	0,30	0,36	0,41	0,46	0,51	0,56	4 Mann	2 Mann	4,90	5,10	5,70	6,42
Quader einschl. Aufwinden und Versetzen . .	0,39	0,46	0,53	0,60	0,67	0,74	0,81	0,88	4 „	3 Mann beim Versetzen, 1 Mann beim Anhängen	4,90	5,10	5,70	6,42
Bruchsteine einschl. Aufwinden und Absetzen .	0,20	0,27	0,34	0,42	0,47	0,56	0,63	0,70	4 „	3 Mann	4,45	—	5,18	—
Mörtel	0,17	0,23	0,29	0,35	0,41	0,47	0,53	0,59	4 „	2 „	4,45	—	5,18	—
Wasser	0,14	0,17	0,20	0,24	0,28	0,32	0,36	0,40	3 „	1 „	4,45	—	5,18	—

Die gehobenen Quader hielten durchschnittlich 0,44 cbm à 2300 kg, die Steinzangen wogen 6 kg. Das Anhängen der Quader an die Windekette, das Absetzen derselben auf das Mauerwerk und das Verschieben der Bockwinde auf dem Laufkrahn erforderte je 6,5 Minuten Zeit. Über die Abmessungen u. s. w. der Bruchsteinschalen, Mörtelkästen, Wasserfässer vergl. S. 268.

Ein weiteres Beispiel liefert der Bau des Diedenmühle-Viaduktes, woselbst 4 Mann an der Mörtelwinde innerhalb 21 aufeinander folgender Tage à 10 Std. 492,5 cbm Mörtel à 1760 kg 25,5 m hoch förderten.

Nach Rühlmann[76]) kann man im allgemeinen für die an einer Winde zu erzielende Leistung der Menschenkraft folgende Werte setzen:

	Kraft in kg	Geschwindigkeit in m pro Sekunde.	Arbeit pro Sekunde in mkg	Tägliche Arbeitszeit in Stunden.	Tägliche Arbeit in mkg	Tägliche Arbeit in Maschinenpferden bei gleicher Zeitdauer.
Accordarbeit bei sehr kontinuierlicher Thätigkeit	10,0	1,0	10,0	8	288 000	0,185
Tagelohnarbeit und Accordarbeit mit vielen Stillständen	8,0	0,781	6,25	8	180 000	0,083

b. Pferde am Göpel und an Rollen arbeitend. Bei Abschätzung von Arbeiten der Pferde am Göpel mit nicht zu kurzen (nicht unter 5 m langen) Zugbäumen können nachfolgende Werte als Anhalt dienen[77]):

	Zugkraft kg	Geschwindigkeit pro Sekunde.	Arbeit pro Sekunde in mkg	Dauer der Arbeit Stunden.	Tägliche Arbeit in mkg	Tägliche Arbeit in Maschinenpferden bei gleicher Zeitdauer.
Kräftige Pferde von 400 bis 500 kg Gewicht (Accord)	65,0	1,0	65,0	6	1 400 000	0,86
Schwächere Pferde von 300 kg Gewicht durchschnittlich (Tagelohn)	45,0	0,9	40,5	8	1 166 400	0,54

Am Pferdegöpel des Viaduktes Heilgenborn hoben 2 Pferde täglich 32,7 cbm Mörtel à 1760 kg auf 35,6 m Höhe. Dies giebt für ein Pferd eine tägliche Nutzleistung von 1 024 425 mkg. Ferner sind von den Pferden gleichzeitig 6 . 90,4 Pumpenhübe à 45 mkg ausgeübt worden, einer Arbeit von 48 600 mkg gleich. Die Reibungswiderstände ungerechnet, hat in diesem Falle also ein Pferd eine gesamte tägliche mechanische Arbeit von 1 073 025 mkg ausgeführt. Dabei hatten die Pferde eine Geschwindigkeit von 0,95 m.

Die Zugkraft des Pferdes stellt sich höher, wenn es bei geradlinigem Fortschreiten einen Zug auszuüben hat und hierbei nicht fortwährend in Thätigkeit ist. Dies beweist u. a. der Bau des Indre-Viaduktes, woselbst ein Pferd in einzelnen Fällen beim Aufziehen schwerer Steine bis zu 250 kg Zugkraft entwickelte.

Das Pferd hatte dabei ohne Anwendung eines Flaschenzuges 0,90 bis 1 m horizontale Geschwindigkeit, mit Anwendung desselben hob sich die Last mit einer Geschwindigkeit von 0,45 bis 0,50 m. Das Aufwinden der schwersten Steinblöcke, der Gesimssteine von 0,40 bis 0,60 cbm Inhalt und 1000 bis 1500 kg Gewicht, geschah durch 5 Pferde in 42 bis 47 Sekunden. Die augenblickliche Leistung eines

[76]) Rühlmann. Allgemeine Maschinenlehre. Bd. I, S. 233.

[77]) Daselbst. Bd. I, S. 156.

Pferdes war hierbei (da die Förderungshöhe 21 m betrug) pro Sekunde also 100 bis 134 mkg. In einem Tage à 10 Stunden Arbeitszeit einschl. Ruhepausen wurden durch diese 5 Pferde 30 cbm à 2500 kg auf 21 m Höhe gehoben. Das Aufwinden kleinerer Steine von 0,1 bis 0,25 cbm Inhalt erforderte nur 20 bis 23 Sekunden Zeit. Bruchsteine und Mörtel für die Pfeiler (80 bis 100 kg) wurden durch 1 Pferd, für die Gewölbe (140 bis 160 kg) durch 2 Pferde gehoben. Im letzten Falle war die Leistung eines Pferdes geringer, einmal wegen der größeren Länge und Schwere des Seiles und weil außerdem die Pferde auch auf ihrem Rückgange zu ziehen hatten. Es hatten nämlich zwei Krahne, die um vier Bogenstellungen von einander entfernt auf dem Gewölbe aufgestellt waren, unten eine gemeinschaftliche Zugleine, an der die Pferde gingen, sodaſs, während bei dem ersten Krahne die Last gehoben wurde, beim zweiten die leeren Steinschalen niedergingen, die Pferde also in jeder Richtung beim Aufwinden in Thätigkeit waren.

Die Werksteine der Binderschichten von 0,10 bis 0,20 cbm Inhalt wurden durch drei Pferde gehoben, die außerdem noch Bruchsteine und Mörtel heben mußten, also fortwährend im Gange waren. Das Aufwinden der Pfeilerbekrönungsstücke (bis 0,40 cbm Inhalt) geschah durch 4 Pferde unter Zuhilfenahme eines Flaschenzuges.

c. Verschiedenartige Hebungen. Über den Unterschied der bei Hebung verschiedener Materialien mittels Flaschenzügen (unter Benutzung von Pferde- und Menschenkraft) und mittels Bockwinden erzielten Nutzeffekte geben die beim Fulda-Brückenbau angestellten Versuche Aufschluſs:

Tabelle V. **Hebung von Baumaterialien mittels verschiedener Hilfsvorrichtungen.**

Beschaffenheit der Hilfsvorrichtung.	Beschaffenheit der gehobenen Last.	Nutzeffekt eines Arbeiters pro Sekunde.	Geschwindigkeit der leer herabgehenden Seile u. Taue.
a. Durch Menschen bewegt.		mkg	m
1. Flaschenzug mit zwei einscheibigen Kloben, das untere Ende des Taues über eine feste Rolle geleitet.	Hölzer von durchschnittl. 570 qcm Querschnitt zus. 150 bis 250 kg wiegend.	3,65	0,195
2. Flaschenzug mit einem zweischeibigen und einem einscheibigen Kloben desgl.	Dieselben Hölzer zusammen 250 bis 500 kg wiegend.	4,38	0,176
3. Winde mit einfachem Vorgelege und einfacher Kette aus 12 mm starkem Eisen.	Desgleichen.	4,74	0,158
4. Wie unter 1.	Eine 220 kg schwere Schiene.	2,63	0,195
5. Wie unter 3., die Kette doppelt mit eingehängter loser Rolle.	Zwei Schienen.	2,92	0,158
b. Durch Pferde bewegt.		desgl. eines Pferdes	
6. Flaschenzug wie unter 2. Ein Pferd an dem über die feste Rolle geleiteten Seilende.	Hölzer von durchschnittl. 570 qcm Querschnitt zus. 250—400 kg schw.	91,2	0,117
7. Desgl. mit 2 Pferden.	Dieselben Hölzer zusammen 500 kg schwer.	77,4	0,117

Hierbei ist zu bemerken: Der hier erzielte Nutzeffekt menschlicher Motoren erscheint gegen die in Tabelle IV angegebenen gering, was hauptsächlich darin seinen Grund hat, weil die in jener Tabelle behandelten Arbeiten in Accord und die der vorstehenden in Tagelohn vergeben waren. Der durch das Anschürzen und Ablegen der verschiedenen Materialien entstehende Zeitverlust ist durchschnittlich zu 3,8 Minuten beobachtet worden. Derselbe war bei Anwendung von Winden in der Regel größer als bei Anwendung von Flaschenzügen, ferner abhängig von der Länge und sonstigen Beschaffenheit der emporzuwindenden Gegenstände, sodaſs die äuſsersten Grenzen, innerhalb welcher er sich bewegte, zu 2,5 bis 8 Minuten beobachtet wurden.

Tabelle VI. **Arbeitsbedarf bei Hebung von Hölzern mittels verschiedener Hilfsvorrichtungen.**

No. der Hilfsvorrichtung in Tabelle V.	Bedarf an Arbeitskraft pro cbm in Arbeitstagen à 10 Std. bei einer Förderungshöhe in Meter von 5,0	10,0	15,0	20,0	für ein Quantum von cbm	im ganzen sind erforderlich.
1.	0,225	0,272	0,320	—	0,25	6 Mann zum Zusammenbringen, Anhängen u. Ziehen. 1 „ „ Abschürzen.
3.	0,120	0,168	0,216	—	0,50	3 Mann an der Winde. 3 „ zum Zusammenbringen, An- und Abschürzen.
6. Arbeiter	0,095	0,112	0,133	0,150	0,50	1 Pferd mit Führer. 4 Mann zum Zusammenbringen der Hölzer und Zurückführen des Taues u. s. w. 1 Mann zum Abschürzen.
6. Pferde	0,016	0,019	0,022	0,027		

Vorstehende Tabelle ist auf Grund der in Tabelle V angegebenen Beobachtungen berechnet. Es scheint sich daraus zu ergeben, dafs beim Emporschaffen von Lasten mittlerer Gröfse (etwa bis 1000 kg) das Aufziehen mittels eines von einem Pferde betriebenen Flaschenzuges, wenn man bei der Kostenberechnung 1 Pferdetag = $2^1/_3$ Arbeitstage setzt, nur dann billiger ist, als das Aufwinden mit Hilfe einer einfachen, durch Menschenkraft betriebenen Winde, wenn die Förderungshöhe gröfser als 5 m und kleiner als 10 m ist.

4. Die Nachteile der vertikalen Hebung gegenüber dem horizontalen Transport zeigten sich auffällig beim Bau des Morlaix-Viaduktes, wie nachstehende Zusammenstellungen beweisen.

Es betrugen die durchschnittlichen Kosten pro Kubikmeter Pfeilermauerwerk bei Beförderung der Materialien

	mittels der Aufzüge M.	auf geneigter Bahn M.
Für Gerüste	1,288	0,880
Für den Steinaufzug	0,440	—
„ „ Mörtelaufzug	0,088	—
„ „ Transport und die Verteilung der Steine	1,840	1,400
Desgl. des Mörtels	1,024	0,448
Summe	4,080	2,728

Ferner die durchschnittlichen Kosten pro Kubikmeter der geförderten Materialien

	mittels der Aufzüge M.	auf geneigter Bahn M.
Steine zu heben bezw. herabzulassen	0,440	0,320
Mörtel zu heben	0,240	—
Transport und Verteilung der Steine	1,240	1,080
„ „ „ des Mörtels	1,856	1,280

§ 35. Kosten der Gerüste.

In betreff der Kosten in Prozenten der Gesamtkosten vergl. Tabelle 1, S. 264.[78])

1. Über die bei Herstellung fester Rüstungen erforderliche Arbeitszeit können folgende Angaben dienen:

Fulda-Brücke bei Kragenhof (T. XII, F. 3).

100 lauf. m Holz	erfordern durchschnittlich an Arbeitstagen à 10 Std. (in Tagelohn).
1. in Zulage zu bringen, abzubinden und die Zulage auseinander zu legen	7,37
2. 15 m weit unter die Windevorrichtungen auf Arbeitsbahnen zu transportieren	0,95
3. auf durchschnittlich 20 m Höhe aufzuwinden oder aufzuziehen	1,20
4. auf den Gerüsten weiter zu transportieren	2,85
5. zu richten	5,94
6. abzubrechen, zu beseitigen und aufzustapeln	6,89
Summa	25,20

Will man die Kosten pro 100 lauf. m Gerüst (ausschl. Material) berechnen, so hat man für Beaufsichtigung, Geräte, Verzinsung der angelegten Kapitalien, kleinere nicht berechnete Arbeiten u. s. w. der vorstehenden Summe etwa 15 % zuzurechnen.

Neifse-Viadukt bei Görlitz.

100 lauf. m	erfordern durchschnittlich an Arbeitstagen à 10 Std. (in Accord).
1. Holz zu Balken, Schwellen, Rahmen, Stielen, Streben und Riegeln zu beschlagen, zu verbinden, zu heben und zu richten, einschl. Haltung der erforderlichen Geräte u. s. w.	21,10—26,50
2. Holz zu Lehrgerüsten für Öffnungen von 10 bis 20 m scharfkantig und genau winkelrecht zu beschlagen, mit grofser Sorgfalt und genau nach Zeichnung auf dem Schnürboden zu verbinden, zu verbolzen, aufzubringen und zu richten	37,20—42,50
3. Rippen der Lehrbogen aus einer doppelten Lage von 40 bis 50 cm starken Bohlen mit wechselnden Stöfsen auf dem Schnürboden zuzulegen, auszuschneiden und nachzuhobeln, die Stücke genau ineinander zu passen und auf den Stöfsen mit 40 cm starken Bohlenstücken zu benageln, einschl. Herstellung des Schnürbodens	63,70—79,60
4. Holme der Pfahlreihen zu beschlagen, zuzurichten, die Gerüstpfähle wagerecht abzuschneiden und mit starken Backen zu versehen, die Holme aufzubringen und einzubolzen	74,3

[78]) Ferner giebt Hoffmann eine Tabelle über die in verschiedener Weise reduzierten Kosten der Brückenrüstungen gelegentlich seiner Untersuchungen über die vorteilhafteste Öffnungsweite gewölbter Brücken. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1881, S. 559.

Es kostete ferner: 1 lauf. m Rüstung des Göltzschthal-Viaduktes (Hölzer von durchschnittlich 20 bis 24 cm Stärke), Material und Arbeitslohn 2,32 M., desgl. des Elsterthal-Viaduktes (Hölzer von 23 bis 28 cm Stärke) 2,49 M., desgl. der Fulda-Brücke bei Kragenhof für das Transportgerüst 2 M., für das Lehrgerüst 2,30 M. — Der cbm Tannenholz bezw. Eichenholz kostete seinerzeit bei den genannten Bauten in Rundstämmen frei Baustelle durchschnittlich 30 bezw. 45 M. — Die festen Gerüste des Chaumont-Viaduktes (T. XIV, F. 9) erforderten pro qm der berüsteten Fläche 0,17 cbm Holz und 1,80 kg Eisen.

2. Über die Arbeitsleistungen bei Herstellung fliegender Gerüste werden im allgemeinen, was die Zimmerarbeiten anbetrifft, die vorstehenden Zahlen auch anwendbar sein. Im besonderen mögen zur Ergänzung des Vorhergehenden noch folgende Angaben dienen:

Morlaix-Viadukt (T. XV, F. 3).

Es kostete	Mark
1. Bei jeder der 16 gewöhnlichen Öffnungen der Dienstbrücke (enthaltend 26,60 cbm Holz, 930 kg Schmiedeisen, 480 kg Gufseisen und 20030 kg schwer)	
der cbm Holz (einschl. Eisen, ausschl. Hebung)	100
„ lauf. m Öffnung des Viaduktes	170
2. Bei der für die Aufnahme des Mörtel- und Steinaufzuges hergerichteten Öffnung (54 cbm Holz) der cbm Holz	90
3. 1 Laufkrahn von 2000 kg Tragfähigkeit (3 cbm Holz und 36 kg Eisen) f. d. cbm Holz ausschl. Winde	80
4. Die Winde dazu	240
5. Die für die Hebung der Dienstbrücke benutzten Schrauben, (4 für die gewöhnliche, 10 für die Aufzugsöffnung) jede mit einer Hebekraft von 8000 kg, das Stück	560
6. Die jedesmalige Hebung der ganzen Dienstbrücke ($16^1/_2$ Zimmermannstage à 4,8 M. und 280 halbe Handlangertage à 2,4 M.)	412,8
7. Die Hebung der Dienstbrücke im ganzen	14400
für den cbm Holz derselben	30
„ „ lauf. m Länge	48

Aulne-Viadukt (T. XV, F. 1).

Es kostete: Jede Öffnung der Dienstbrücke (23,70 cbm Holz, 1150 kg Eisen, Gewicht 17800 kg, Spannweite 24,8 m, Tragfähigkeit 10000 kg bei 60 kg pro qcm Maximalspannung der Hölzer) f. d. qcm Holz 100 M., f. d. lauf. m Öffnung 96 M.

Es erforderte:	Arbeitstage eines Zimmergesellen.	Arbeitstage eines Handlangers.
Die Aufstellung eines vollständigen Lehrgerüstes (105,70 cbm Holz, 2040 kg Eisen), welche durch 12 Zimmerleute in 5 Tagen geschah,		
für den cbm Holz	0,57	—
im ganzen	60	—
Das fliegende Gerüst für diese Aufstellung enthielt 3,20 cbm Holz und 37 kg Eisen.		
Daoulas-Viadukt (T. XV, F. 2).		
Jede Aufstellung des Gerüstes für den Pfeilerbau, welches 9,35 cbm Holz und 220 kg Eisen enthielt, im ganzen	9	4
für den cbm Holz	0,96	0,43
Das jedesmalige Heben und Richten des Gerüstes für das Aufstellen der Lehrgerüste, welches 16,30 cbm Holz und 90 kg Eisen enthielt, 4 Tage Zeit und im ganzen	21	6
für den cbm Holz	1,29	0,37
Dinan-Viadukt.		
Es kostete: Jede Öffnung der Dienstbrücke (Spannweite 16 m, 5 cbm Holz, 80 kg Eisen, Gewicht 5300 kg, Tragfähigkeit 20000 kg) f. d. cbm Holz 104 M., f. d. lauf. m Öffnung 33 M.		
Es erforderte:		
Die Aufstellung eines vollständigen Lehrgerüstes (43,25 cbm Holz) einschl. Transport der Hölzer und Hebung derselben f. d. cbm Holz	1,39	1,83
Das Gerüst für die Aufstellung bezw. die verstärkte Dienstbrücke enthielt 12 cbm Holz und wog 7500 kg.		
Das Abbrechen und Herablassen des Lehrgerüstes f. d. cbm Holz	0,6	0,8

3. Nach **Mathieu**[79]) kosten **Lehrgerüste** einschl. Material und aller Arbeiten für Hebung, Ausrüsten u. s. w. f. d. qm der Gewölbelaibung bei einer Öffnung von

2	2—5	5—9	9—12	12 m und darüber
2	4	8	12	36 M.,

wenn der cbm Holz zu 52,8 M., der Verschnitt zu 16%, der Zimmermannstagelohn zu 3,6 M. und der Handlangerlohn zu 2 M. angerechnet wird.

Über den Kubikinhalt des Holzes ausgeführter Lehrgerüste vergl. Tabelle II, S. 287.

Es kosteten ferner: Die **Dienstbrücke** der Brücke über die Mosel bei Longeville (215 m lang, 135 cbm Holz, 2500 kg Eisen) 12000 M. oder f. d. cbm Holz rund 90 M., f. d. lauf. m 56 M. und f. d. lauf. m Öffnung der Gewölbe (8 Öffnungen à 20,6 m) 73 M. — Die Dienstbrücke der Solémy-Brücke (T. XIV, F. 1) desgl. f. d. lauf. m Öffnung des Gewölbes 48 M.

§ 36. Arbeitsleistungen bei Ausführung des Mauerwerks.

1. Die zur Berechnung der Bauzeit bei kleineren Brücken erforderlichen Angaben über Arbeitsleistungen durch Unternehmer in Accord enthält nachfolgende Tabelle.

Tabelle VII. **Arbeitsleistungen bei Ausführung kleiner Brücken.**
Strecke Frankfurt a. d. Oder-Cottbus.

Benennung des Bauwerks.	Inhalt des Mauerwerks cbm	Anzahl der im ganzen beschäftigt gewesenen Arbeiter: Poliere	Maurer	Handlanger	Anzahl der für Vollendung erforderlichen Arbeitstage.	Leistung eines Maurergesellen pro Tag cbm	Handlanger pro Geselle.	Bemerkungen.
1. Wege-Unterführung 4 m weit	1256	45	559	443	45	2,25	0,79	Gruppe I.
2. „ „ 4 „ „	822	45	343	264	45	2,39	0,77	
3. „ „ 5 „ „	459	22	206	153	22	2,23	0,74	
Summa pos. 1—3	2537	112	1108	860	112	2,29	0,77	durchschnittlich.
4. Durchlafs 1 m weit	163	11	107	76	11	1,52	0,71	Gruppe II.
5. „ 1 „ „	107	12	69	38	12	1,55	0,55	
6. „ 1 „ „	48	4	33	18	10	1,46	0,55	
Summa pos. 4—6	318	27	209	132	33	1,52	0,63	durchschnittlich.

Für den Kubikmeter Mauerwerk waren also durchschnittlich erforderlich:

	Poliere.	Maurer.	Handlanger.
Gruppe I	0,044	0,436	0,339
Gruppe II	0,085	0,657	0,415 .

Die angeführten Bauwerke zerfallen in zwei Gruppen, deren erste die No. 1 bis 3, die zweite die No. 4 bis 6 umfafst. Die Bauwerke der ersten Gruppe bis zu 5 m Weite sind durchweg auch in den Fundamenten aus gebrannten Ziegeln ausgeführt und liegen in kurzen Terrainvertiefungen, sodafs die Materialien auf eine durchschnittliche Transportweite von 60 m zum gröfsten Teil von den Thalhängen mittels Rutschen herabgelassen werden mufsten. Die Bauwerke der zweiten Gruppe sind kleinere Durchlässe von 1 m Weite mit Backsteingewölben, im übrigen aus Findlingen. Das Material lag unmittelbar daneben mit 15 m Durchschnittstransport. Bei beiden Gruppen fand sich Mauersand auf der Baustelle und bei den Fundierungen entstand kein Wasserzudrang.

Wenn die Leistung eines Arbeiters sich für Gruppe I um 0,77 cbm für den Tag günstiger stellt, als für Gruppe II, so hat das zum Teil darin seinen Grund, weil für kleine Bauwerke das Anlegen von Kalkgruben, das Ausheben der Fundamente und die Einleitung der Arbeiten einen höheren Prozentsatz der im ganzen aufgewendeten Arbeitskraft beanspruchen, als bei Brücken mit grofsen Mafsen. Aufserdem kommt hinzu, dafs die angefahrenen Findlinge bei den Bauwerken der Gruppe II erst auf der Baustelle und zwar von den Maurern gespalten werden mufsten. Der Mehrverbrauch von Handlanger pro Maurergeselle bei Gruppe I hat seinen Grund darin, dafs bei den Bauwerken dieser Gruppe sämtliche Materialien durch Handlanger zugetragen wurden, während bei den kleinen Durchlässen der Gruppe II die Maurergesellen die Steine zum Teil selbst heranwälzten. Die gröfste Zahl der zu beschäftigenden Arbeiter dürfte

[79]) Nouv. ann. de la constr. 1862, S. 92. **Mathieu**. Étude sur la construction des cintres des voûtes et ponts.

jedoch in Thätigkeit gewesen sein, da die Arbeiten wegen der vorgerückten Jahreszeit unter Anstrengung aller Kräfte gefördert werden mufsten.

Nach Pollitzer erfordern:

	Maurer.	Hand-langer.	Mörtelmacher u. s. w.
1. Durchlässe bis zu 2 m Öffnung aus gewöhnlichen lagerhaften Bruchsteinen mit Halbkreis- oder Segmentgewölben, schiefen, geböschten Flügeln, letztere und die Stirnmauern mit Platten von 0,05 bis 0,08 m Stärke und 0,3 bis 0,4 m Breite abgedeckt, samt in Mörtel gelegtem Sohlenpflaster f. d. cbm durchschnittlich . .	1,12	0,75	0,15
2. Für je um 0,5 m gröfsere Weite (bis zu 6 m) mehr f. d. cbm .	0,03	0,015	—

2. Die nachstehende Tabelle enthält Arbeitsleistungen bei Vorbereitung der Baumaterialien und bei der eigentlichen Herstellung des Mauerwerks.

Tabelle VIII. **Arbeitsleistungen bei Ausführung des Mauerwerks u. s. w.**

Beschreibung der auszuführenden Arbeit.	Einheitsmafs.	Bedarf an Arbeitskraft in Tagen à 10 Stunden.
a. Vorbereitung der Baumaterialien auf der Baustelle.		Steinhauer
1. Findlinge zu sprengen	cbm	0,50
2. Gesprengte Findlinge für Cyklopenmauerwerk oder für unregelmäfsiges, jedoch in horizontalen Schichten herzustellendes Mauerwerk mit Hammer und Zweispitze rauh zu bearbeiten	qm	1,00
3. Dieselbe Arbeit, jedoch mit Randschlag auf jedem Steine	"	1,20
4. Bruchsteine, in nicht zu unregelmäfsigen Stücken wie No. 2 zu bearbeiten	"	0,80
(1 cbm Bruchstein giebt 0,68 bis 0,78 cbm Mauerwerk. 1 cbm gewachsener Fels giebt 1,33 cbm Bruchstein.)		
5. Desgl. wie No. 3	"	1,00
		Handlanger
6. Bruchsteine, gesprengte Feldsteine aufzusetzen	cbm	0,10
7. Ziegelsteine desgl.	Mille	0,12
Sandsteine von mittlerer Härte, bruchmäfsig in vorgeschriebenen Höhen, jedoch beliebigen Breiten und Längen angeliefert, bis 0,5 cbm Inhalt:		
8. zu spitzen	qm	0,40
9. zu kröneln	"	0,50
10. zu kröneln, rundum mit Schlag und mit einer Fase zu versehen . .	"	0,60
11. in den Lager- und Stofsfugen sauber zu flächen	"	0,20
12. in den Lager- und Stofsfugen sauber zu scharieren	"	0,70
13. Zuschlag zu No. 8—12 für härteres Material	"	0,20
14. Zuschlag zu No. 9 u. 10 für Granit (gestockt)	"	2,00
15. Quader mittlerer Härte in den Stofs- und Lagerfugen sauber geflächt, in den Ansichtsflächen gekrönelt, mit Schlag und Fase versehen durchschnittlich bis 0,5 cbm Inhalt	cbm	2,00
16. Desgl. für Gewölbsteine	"	2,50
17. Zusatz zu No. 15 für Schmiegen, Versatzungen und Rundungen	"	0,50
18. Zusatz zu No. 15 für Gesimse und Profilierungen	"	1,00
19. Zusatz zu No. 15—16 für härteres Material	"	1,50
20. Zusatz zu No. 15—16 für Granit (gestockt)	"	4,50
b. Herstellung des Mauerwerks ausschl. Transport, Hebung und Vorbereitung der Materialien.		Maurer
21. Bruch- und Ziegelsteinmauerwerk	"	0,76
22. Quadermauerwerk ohne Anwendung des Laufkrahns	"	1,40
23. Desgl. mit Anwendung des Laufkrahns	"	0,64

Hierzu ist Folgendes zu bemerken:

Zu No. 1. Wenn die Findlinge nach dem Sprengen nicht zur Abnahme aufgesetzt werden, so wird das Sprengen nicht nach cbm, sondern zweckmäfsig f. d. lauf. cm Bohrloch in Accord vergeben. Auf der Strecke Cottbus-Frankfurt a. O. hielt der gröfste vorgefundene Findling 3 cbm. Der lauf. cm Bohrloch einschl. Halten der Geräte und des Pulvers wurde dort mit 4 Pf. bezahlt.

Zu No. 8 bis 14. Das Brechen und Bossieren der weicheren Sandsteinsorten erfordert nach Sganzin, je nach der Form und Gröfse des Steines 2,31 bis 3,37 Tage. Für härtere Steine das Doppelte, für Kalkstein, Granit und Marmor das 3—4fache.

Ferner: 1 qm weiches Sandsteinmaterial zu spitzen 0,58, zu kröneln 0,78, glatt aufzuschlagen oder zu scharieren 1,17 Steinhauerarbeitstage.

Zu No. 15. Sandsteinquader der Fulda-Brücke bei Kragenhof erforderten 1,68 bis 2,16, der Werra-Brücke bei Münden (bunter Sandstein) 2,68, der Ruhmebrücke bei Nordheim (Dolomit) 3,32, einer schiefen Wegebrücke bei Ellershausen (Sandstein aus den Brüchen von Reinhausen) 2,54 bis 2,91 Steinhauerarbeitstage f. d. cbm.

Zu No. 21 bis 23. Die Herstellung von 1 cbm Ziegelmauerwerk des Gewölbes der Ilmenau-Brücke erforderte Tage: 0,66 Maurer, 0,31 Handlanger, 0,22 Mörtelmacher. Desgl. von 1 cbm Quadermauerwerk der Oker-Brücke unter Anwendung von Krahnvorrichtungen: 0,90 Maurer, 0,60 Handlanger zur Bewegung des Laufkrahns, 1,20 Handlanger beim Transporte der Materialien. Desgl. 1 cbm Mauerwerk des Dinan-Viaduktes: 1,25 Maurer, 0,13 Steinhauer für Nacharbeiten der Flächen, 2,51 Handlanger für Nebenarbeiten einschl. Transport und Hebung, 0,18 Pferde mit Führer.

1 cbm Gewölbemauerwerk der Elbe-Brücke bei Pirna erforderte bei Anwendung von Laufkrahnen:

für Vorbelastung	0,074 Maurertage,	0,222 Handlangertage
„ Wölben	0,328 „	0,361 „
„ Materialförderung . .	— „	0,449 „
Im ganzen . .	0,402 „	1,032 „ .

1 cbm Mauerwerk des Ilm-Viaduktes bei Weimar erforderte Tage: 1,02 für Maurer, 1,01 für Tagelöhner, 1,20 für Zimmerleute.

Das 827,21 cbm enthaltende Gewölbe der Claix-Brücke (vergl. S. 337) wurde in 440 Maurertagen vollendet, sodafs sich daraus die Tagesleistung eines Maurers zu rund 2 cbm ergiebt. Bei der Wäldlitobel-Brücke war dieselbe Leistung 0,9 cbm, wobei ein teilweises Abrichten des oberen Lagers in jeder Schicht mit enthalten war.

§ 37. Kosten des fertigen Mauerwerks und fertiger Brücken.

1. Kosten des fertigen Mauerwerks.

Über die Kosten des fertigen Mauerwerks geben die nachstehenden Preisverzeichnisse einige Anhaltspunkte. Das erste dieser Verzeichnisse dient zugleich als Ergänzung der in § 19 mitgeteilten besonderen technischen Bedingungen.

Preisverzeichnis
für die Ausführung des Viadukts in Kilom. 4,3 bis 4,5 der Eisenbahn von Zabern nach Wasselnheim.
Reichs-Eisenbahnen in Elsafs-Lothringen.

Bezeichnung der Arbeiten.	Preis für die Einheit M.	Pf.
1. Stellung eines Poliers oder Vorarbeiters bei Tagelohnsarbeiten, einschl. Werkzeug und Geräte, für den Tag zu 10 Arbeitsstunden	4	40
2. Desgl. wie vor für einen Zimmer-, Maurer- oder Steinhauergesellen	3	52
3. Desgl. wie vor für einen Handlanger oder Handarbeiter	2	45
4. Aushebung der Fundamentgruben, einschl. der nachherigen Hinterfüllung des Mauerwerks in dünnen, gehörig festzustampfenden Lagen, Verkarren der etwa übrig bleibenden Erde in die Bahndämme einschl. Vorhaltung aller Geräte, Karren, Karrbohlen u. s. w. ein cbm	—	88
5. Bruchsteinmauerwerk der Fundamentmauern in bestem Verbande in Schwarzkalkmörtel nach Zeichnung und besonderer Anweisung aufzuführen, die durchgehenden Binderschichten herzustellen, die Bankette und oberen Flächen des Bauwerks sauber abzugleichen, die zu verschüttenden Flächen sauber mit Mörtel auszustreichen, einschl. Lieferung sämtlicher Materialien, Bereitung des Mörtels, Beschaffung des Wassers u. s. w. ein cbm	13	20
6. Bruchsteinmauerwerk der aufgehenden Mauern in regelmäfsigen Schichten sonst wie vor herzustellen, ein cbm	21	12
7. Äufsere Flächen des Bruchsteinmauerwerks mit regelmäfsigen Schichten von Mantelsteinen, die sauber gespitzt oder gekrönelt, und mindestens 0,30 m hoch sein müssen, in vorschriftsmäfsigem Verbande zu verkleiden, als Zulage zu pos. 3, ein qm . . .	10	56

Bezeichnung der Arbeiten.	Preis für die Einheit M.	Pf.
8. Gewölbemauerwerk aus vorschriftsmäfsig zu bearbeitenden Werksteinen in Schwarzkalk- oder Cementmörtel herzustellen, die Steine zu bearbeiten und die Sichtflächen mit Cement sauber auszufugen, einschl. Lieferung sämtlicher Materialien ausschl. des Cements, ein cbm	47	52
9. Gewölbemauerwerk der Entlastungsräume aus gut durchgebrannten und regelmäfsig geformten Thonziegeln in Schwarzkalkmörtel aufzuführen und alle sichtbaren Flächen sauber mit Cementmörtel auszufugen, einschl. Vorhaltung der Gerüste, Lehrbogen u. s. w., und Lieferung sämtlicher Materialien mit Ausnahme des Cements, ein cbm	31	68
10. Ziegelpflaster über den Gewölben aus besonders gut geformten Steinen auf der flachen Seite voll in Schwarzkalk- oder Cementmörtel zu verlegen und die Fugen zu verstreichen, einschl. Lieferung aller Materialien u. s. w. jedoch mit Ausschlufs des etwa zum Fugenverstrich zu verwendenden Cements, ein qm	2	64
11. Ziegelpflaster über den Gewölben, aus einer doppelten Ziegelflachschicht bestehend, sonst wie vor, ein qm	4	84
12. Deckplatten zur Überdeckung der Verbindungs- und Luftkanäle von Bruchsteinen in den vorgeschriebenen Stärken und Breiten in den Ansichtsflächen bearbeitet anzuliefern und zu verlegen, die Stofsfugen nahezu schliefsend herzustellen und nötigenfalls mit Zwickern in Mörtel zu schliefsen, einschl. aller Materialien, ein cbm	26	40
13. Werksteine für die Gesimse, Türmchen und Brüstungen u. s. w. in den vorgeschriebenen Abmessungen sauber schariert und profiliert anzuliefern und zu versetzen, die etwa angeordneten Anker, Klammern u. s. w. sauber einzulassen und mit Blei zu vergiefsen, die Werksteine in vollem Schwarzkalk- oder Cementmörtel zu versetzen und die Fugen mit Cementmörtel fest und sauber auszustreichen, einschl. Lieferung sämtlicher Materialien mit Ausschlufs des Cements und der Eisenteile, ein cbm	58	8

Einheitspreise bei gröfseren Brücken der Pfälzischen Ludwigsbahn. (1872—1875.)

Beschreibung der ausgeführten Arbeit.	Einheit.	Kosten der Einheit. M.	Pf.
Sämtliche Preise verstehen sich, wenn nicht ausdrücklich Anderes bestimmt ist, einschliefslich aller Rüstungen, Arbeitsleistungen und Materiallieferungen. Pos. 8 u. 11 beziehen sich auf die Herstellung dreier gröfserer Viadukte in der Nähe von Zweibrücken, welche in einem etwa 1,4 km langen und bis zu 16 m tiefen Felseinschnitt lagen, die übrigen Positionen auf die Bauwerke der III. Abteilung Pirmasens-Zweibrücken der Landau-Zweibrückener Linie, woselbst die Bruchsteine zum gröfsten Teil in Einschnitten gewonnen werden konnten.			
1. Für Hinterfüllung der Kunstbauten einschl. Transport auf eine mittlere Entfernung von 20 m	cbm	—	26
2. Trockenmauerwerk zu Fundamenten in regelmäfsigen Schichten, auf beiden Seiten nach der Schnur gemauert, die Steine mit dem Hammer zugerichtet	"	6	17
3. Fundamentmauerwerk wie unter pos. 2, jedoch in hydraulischem Mörtel	"	7	88
4. Trockenmauerwerk über der Erde in regelmäfsigen horizontalen, 0,15 bis 0,20 m hohen Schichten, in Moos gesetzt, auf beiden Seiten nach der Schnur gemauert, die Steine in der Ansichtsfläche sowohl als auch in den Lager- und Stofsflächen sorgfältig mit dem Hammer oder der Zweispitze gerichtet	"	7	20
5. Aufgehendes Mauerwerk wie unter pos. 4, jedoch in Mörtel aus hydraulischem Kalk, einschl. Ausfugen mit Cement	"	9	—
6. Gewölbemauerwerk aus keilförmig mit dem Hammer zugerichteten Steinen in hydraulischem Kalkmörtel, die Ansichtsflächen sorgfältig mit dem Hammer gerichtet, einschl. Ausfugen	"	15	43
7. Gewölbemauerwerk aus gröfseren, nach Schablonen vom Steinhauer in Lager- und Stofsfugen bearbeiteten Steinen, sonst wie unter pos. 6	"	29	14
8. Gewölbemauerwerk wie unter pos. 7, jedoch aus untadelhaften Steinen, besonders sauber bearbeitet und in den Ansichtsflächen sauber gestockt	"	68	60
9. Werksteinmauerwerk gewöhnlicher Gröfse (bis zu 0,35 cbm Inhalt der Steine), in Mörtel aus hydraulischem Kalk, die Lager- und Stofsfugen geflächt, die Ansichtsflächen mit Schlag versehen und dazwischen gespitzt einschl. etwa nötig werdender Ausbesserungen und Ausfugen	"	27	43
10. Werksteinmauerwerk besonderer Gröfse (Steine bis zu 0,75 cbm) nach Schablonen bearbeitet, sonst wie unter pos. 9	"	30	85

Beschreibung der ausgeführten Arbeit.	Einheit.	Kosten der Einheit.	
		M.	Pf.
11. Werksteinmauerwerk von untadelhaften Steinen zu Brüstungen und Gesimsen u. s. w., die Lager- und Stofsfugen geflächt, die Ansichtsflächen gestockt oder schariert, sonst wie unter pos. 10	cbm	52	63
12. Gewölbeabdeckung aus Portland-Cementmörtel mit 1/2 Sandbeimengung, 2 bis 3 cm stark und sorgfältig aufgetragen	qm	2	40
13. Fundamentquader und Deckplatten in den Lager- und Stofsfugen gehörig gespitzt, in hydraulischem Mörtel versetzt	cbm	20	57
14. Ansichtsflächen des Werksteinmauerwerks rein aufgeschlagen oder schariert	qm	3	42
15. Desgl. sauber gekrönelt, gestockt oder glatt geflächt	„	2	70
16. Desgl. rauh gespitzt oder bossiert und mit einem 0,03 m breiten Kantenschlage versehen	„	1	60
17. Desgl. sauber gespitzt mit Kantenschlag	„	2	—
18. Desgl. gespitzt einschl. Bearbeitung der Lager- und Stofsfugen der Schichtensteine von 0,20 m Höhe und Ausfugen mit Cement	„	2	30
19. Desgl. gekrönelt, sonst wie unter pos. 18	„	3	—
20. Tagelohn eines Steinhauergesellen zu 10 Arbeitsstunden	„	3	43
21. Bordsteine 0,15 m breit, 0,30 m hoch und mindestens 0,50 m lang für Strafsenbrücken einschl. Lieferung und Verlegen	lauf. m	—	68
22. Pflaster, aus harten Sandsteinen, 0,20 m hoch und entsprechend lang und breit, mit dem Hammer zugerichtet, in regelmäfsigen Schichten auf einer 0,20 m hohen Sandschicht versetzt	qm	2	23
23. Desgl. in Mörtel aus hydraulischem Kalke	„	2	57
24. Desgl. aus Melaphyr	„	4	11

2. Kosten kleiner Brücken.[80])

Es kosteten pro cbm Gesamtmasse der Bauwerke die kleinen Brücken und Durchlässe der folgenden Eisenbahnlinien:

1. der Cöln-Giefsener Eisenbahn . . . . . . 19,85 M. (Bruchstein),
2. der Schlesischen Gebirgsbahn . . . . . . 23,00 „ (Bruchstein),
3. der Berlin-Dresdener Eisenbahn . . . . . 24,00 „ (Ziegel- u. Bruchstein),
4. der Cottbus-Frankfurter Eisenbahn . . . . 26,00 „ (Ziegel- u. Bruchstein),
5. der Rhein-Nahe-Bahn . . . . 26,26 „ (Bruchstein),
6. der Linie Stockheim-Ludwigstadt . . . . . 21—38 „ (Bruchstein).

Die Kosten für den cbm schwanken sonach im allgemeinen zwischen 20 und 30 M. Als Einheitspreise für Deutschland kann man bei kleinen Brücken rechnen:

Fundamentmauerwerk mit Aushub	1 cbm	15	M.
Aufgehendes Mauerwerk	„	20	„
Gewölbemauerwerk	„	30	„
Sichtbare Flächen	1 qm	5—6	„
Quader	1 cbm	60—100	„

3. Kosten grofser Brücken.

Die Tabellen IX und X geben eine Übersicht der Kosten f. d. laufenden Meter, den Quadratmeter Ansichtsfläche und den Kubikmeter Mauerwerks-Inhalt der bedeutendsten steinernen Brücken der Welt. Die Kosten f. d. laufenden Meter beziehen sich auf die gröfste Länge des Bauwerks; die Ansichtsflächen sind im Aufrifs einschliefslich der Flächen der Bogenöffnungen gemessen. — In Tabelle XI sind nach Mitteilungen der königl. General-Direktion der Verkehrsanstalten in München die hauptsächlichsten bei einigen gröfseren Brücken der bayerischen Staatsbahnen gezahlten Einheitspreise zusammengestellt.

[80]) Vergl. auch den ersten Band dieses Handbuchs (2. Aufl.), Kap. I, S. 126.

Name des Bauwerks.	Bauzeit.	Kosten in Mark: im ganzen.	pro lauf. m	pro qm Ansichtsfläche.	pro cbm Inhalt des Mauerwerks.
I. In Deutschland.					
1. Neifsethal-Viadukt bei Görlitz, N.-M.-Eisenbahn	1844—47	1 898 805	4023	186	57
2. Viadukt bei Schildesche, C.-M.-Eisenbahn	1844—47	1 114 770	2957	141	47
3. Göltzschthal-Viadukt, Sächsisch-Bayrische Staatsbahn	1845—51	6 599 621	11358	239	49
4. Elsterthal-Viadukt, desgl.	1845—51	3 128 680	10991	290	52
5. Viadukt bei Heilgenborn, Chemnitz-Riesaer-Eisenbahn	1846—52	772 323	4516	140	25
6. Viadukt bei Diedenmühle, desgl.	1846—52	819 486	4820	134	25
7. Viadukt bei Kummersmühle, desgl.	1846—51	203 976	1805	81	20
8. Viadukt bei Steina, desgl.	1846—52	744 120	3278	100	27
9. Viadukt bei Saalbach, desgl.	1846—51	132 843	1771	83	23
10. Überbrückung der Zschopau, desgl.	1846—52	1 234 632	4539	142	37
11. Enz-Viadukt bei Bietigheim, W. St.-Eisenbahn	1851—53	1 028 571	3596	147	36
12. Werra-Brücke bei Münden, Hannov. Südbahn	1851—55	389 786	2421	110	30
13. Fulda-Brücke bei Kragenhof, desgl.	1852—56	1 128 000	6714	182	38
14. Neifsethal-Viadukt bei Zittau, Zittau-Reichenberger Eisenbahn	1856—58	1 261 866	1687	105	29
15. Mosel-Brücke bei Conz, Saarbrücken-Trierer Eisenbahn	1856—59	858 000	3813	232	58
16. Brücke über die Sieg bei Siegburg, Cöln-Giefsener Eisenbahn	1857—59	220 315	1478	157	32
17. Brücke über die Sieg bei Blankenberg, desgl.	1857—59	158 638	1404	127	34
18. Brücke über die Sieg bei Hoppengarten, desgl.	1857—59	192 863	1461	117	31
19. Oker-Brücke bei Oker, Eisenbahn Vienenburg-Goslar	1864—65	93 000	1525	113	37
20. Striegisthal-Viadukt, Tharandt-Freiberger Eisenbahn	1866—68	1 528 524	4392	132	44
21. Sinnthal-Viadukt, Gemünden-Elmer Eisenbahn	1869—71	642 857	3737	133	21
22. Mulden-Brücke bei Göhren, Chemnitz-Leipziger Eisenbahn	1869—71	3 155 187	7658	215	57
23. Brooks-Brücke in Hamburg	1869—70	211 585	6365	998	139
24. Kornhaus-Brücke in Hamburg	1872	142 344	6470	949	173
25. Schillings-Brücke über die Spree in Berlin	1872—74	451 115	—	600	114
26. Viadukt bei Ottersweiler, Linie Zabern-Wasselnheim, Reichs-E.	1874—76	410 000	1449	98	37
27. Belle-Alliance-Brücke am Halleschen Thore in Berlin	1875—76	400 000	—	—	143
28. Albert-Brücke in Dresden	1875—77	2 100 000	6430	1068 / 1337	76
29. Bärwald-Brücke über den Schiffahrtskanal in Berlin	1876—78	260 000	—	1040	145
30. 10 Brücken der Eisenbahnlinie Nordhausen-Wetzlar	1877—78	823 382	1946	178	33
31. Wäldlitobel-Brücke der Arlbergbahn bei Klösterle	1883—84	86 000	1265	75	47
II. In Frankreich.					
32. Indre-Viadukt, Eisenbahn von Tours nach Bordeaux	1847—48	1 608 400	2142	127	27
33. Viaduc de Dinan, Strafsenbrücke in der Bretagne	1846—50	749 094	2375	75	35
34. Viaduc de la Bèbre, Eisenb. St.-Germain des Fossés nach Roanne	1854—55	533 728	3327	132	36
35. Viaduc de Monciant, desgl.	1854—55	265 840	2038	100	28
36. Viaduc de Nérard, desgl.	1854—56	290 568	2382	106	27
37. Viaduc de la Feige, desgl.	1854—56	326 648	2334	95	25
38. Viaduc des Sapins, desgl.	1854—56	396 000	2532	110	28
39. Pont et Viaduc de Nogent sur Marne, Eisenbahn Paris-Mühlhausen	1855—56	2 953 934	3559	152	48
40. Viaduc de Chaumont, desgl.	1856—57	4 553 270	7589	193	76
41. 13 Viadukte der Orleans-Bahn	—	1 298 730	1081	65	26
42. Morlaix-Viadukt, Eisenbahn von Rennes nach Brest	1861—63	2 139 632	7328	147	32
43. Garonne-Brücke bei St. Pierre-de-Gaubert, Eisenb. d'Agen-Turbes	1862—64	975 075	2165	130	—
44. Viaduc d'Auteuil, Pariser Gürtelbahn Auteuil-Javel	1864—65	1 354 976	1263	144	41
45. Viaduc du Point du Jour, desgl.	1864—65	433 389	2154	194	31
46. Viaduc de Javel, desgl.	1864—65	296 364	2477	138	31
47. Pont-Viaduc sur la Seine, desgl.	1863—65	2 491 385	10261	439	46
48. Viaduc de l'Aulne, Eisenbahn von Châteaulin nach Landerneau	1864—67	1 732 000	4841	121	35
49. Viaduc de la Doujine, desgl.	1864—67	856 000	3856	126	34
50. Viaduc de Daoulas, desgl.	1864—67	1 260 000	3530	112	32
51. Viadukt über die Roussaschlucht in der Strafse v. Nizza n. Mentone	1867	56 000	1400	159	46
52. Viadukt von Duzon, Strafsenbrücke bei Tournon	1870	280 000	1307	59	20
53. Pont de Claix, Strafsenbrücke bei Grenoble	1873—74	173 600	2346	300	67
54. Viaduc de Chastellux, Strafsenbrücke, Departement de l'Yonne	1876—78	89 000	671	43	18

Abmessungen.						
Größte Länge	Größte Höhe	Öffnungen		Ansichtsfläche einschl. Öffnungen	Inhalt des Mauerwerks	Material.
		Anzahl.	Weite			
m	m		m	qm	cbm	
472	35	31	18,88 22,28	10 194	33 215	Granit.
377	21	28	10,20 in Max.	7 900	23 644	Sandstein.
574	80	51	30,59	27 227	135667	Ziegel.
279	70	16	30,59	10 553	60 186	Ziegel.
171	41	3	12,46	5 500	31 409	Granit und Sandstein.
170	52	14 2	7,86 14,16	6 100	32 916	desgl.
113	30	7	11,33	2 500	10 382	desgl.
227	38	15	11,33	7 400	27 606	desgl.
75	24	6	8,49	1 600	5 810	desgl.
272	37	9 5	11,33 19,26	8 700	33 759	desgl.
268	32	21	11,46	7 000	28 203	Keuper-Sandstein.
161	25	6	17,50	3 540	12 954	Bunter Sandstein.
168	37	5	21,00	5 923	29 487	Bunter Sandstein.
748	19	38 1 5	17,00 22,65 4,53	12 000	43 117	Bruchstein und Quader.
225	—	8	21,97	3 700	14 816	Sandstein der Triasformation.
149	9,4	7	16,95	1 400	6 900	Bruch- und Werkstein.
113	11	6	15,69	1 240	4 648	desgl.
132	12,5	6	15,69	1 650	6 188	desgl.
61	14	2	14,60	820	2 494	Kalkstein mit Granit-Verblendung.
348	44	4 9 4	5,66 17,00 22,65	11 600	34 597	Sandstein.
172	30	8	7,88	4 850	30 650	Bunter Sandstein.
412	68	27	12—26	14 700	55 514	Bruchstein und Quader.
33,24	—	2	14,80	212	1 522	Ziegel mit Klinker- und Granit-Verblendung.
22	—	1	15,62—17,05	150	824	
—	—	3 2	11,93 12,55	750	3 958	Klinker mit Granit- und Sandstein-Verblendung.
283	15	16	12,00	4 200	10 820	Bruchstein und Quader.
—	—	1	18,6	—	2 800	Klinker mit Sandstein-Verblendung
325	12,2 üb. Null	5 4	12,7—17,0 31,0	1930 1570	27 770	Sandstein.
—	—	1	19,89	250	1 799	Klinker mit Sandstein-Verblendung
14,54—53,0	8,5—25,7	1—4	8,5—13,5	4 618	25 102	Sandstein.
68,0	18	1 1	41,0 8,0	1 140	1 850	Bruchstein (Kalkstein und Glimmerschiefer).
751	23	59	9,80	15 771	59 500	Bruchstein und Quader.
315	49	10	16,00	9 930	21 504	desgl.
160	33	8	14,00	4 041	14 831	desgl.
130	26	8	12,00	2 660	9 638	desgl.
122	26	5	17,00	2 740	10 621	desgl.
140	31	7	14,00	3 442	13 298	desgl.
156	27	11	10,00	3 600	13 906	desgl.
830	29	30 4	15,00 50,00	19 366	61 190	desgl.
600	54	50 46 23	10,00 9,50 9,25	23 580	59 653	desgl.
1200	—	—	—	19 905	49 849	desgl.
292	63	14 9	15,5 13,47	14 566	65 830	desgl.
450	15	17	21,65	7 484	—	desgl.
1073	9	151	4,8	9 409	33 820	desgl.
155	9	26	4,97	2 238	14 136	desgl.
120	10	19	4,8	2 154	9 641	desgl.
243	23	5 31 2	30,25 4,80 20,00	5 678	54 444	desgl.
357	55	12	22,00	14 310	49 490	desgl.
222	42	9	18,00	6 805	24 960	desgl.
357	38	15	18,00	11 275	39 600	desgl.
40	17	3	8—10,46	352	1 210	Werkstein.
215	60	8	14,00	4 730	14 000	Granit, Sand- u. Kalkstein.
74	12	1	50,0	580	2 608	Bruchstein und Quader.
132,6	20	11	9,5	2 056	5 130	Bruchstein, Quader und Kunststeine.

Bemerkungen.

Zu 3. Vier Etagen.

Zu 4. Zwei Etagen.

Zu 5. Zwei Etagen.

Zu 6. Zwei Etagen.

Zu 5. bis 10. Aufser Granit und Sandstein kamen auch Porphyr und Ziegel zur Anwendung. Letztere für die Geländer oder Gallerien.

Zu 21. Die Steine konnten zum Teil aus einem naheliegenden Einschnitte gebrochen werden.

Zu 22. Zwei Etagen.

Zu 23. u. 24. Fundierung auf Pfahlrost und Beton. Flächenangabe abzüglich der Öffnungen.

Zu 24. Konvergierende Widerlager, 77° bezw. 73° gegen die Strafsenachse geneigt.

Zu 25. Breite zwischen den Geländern 15 m.

Zu 27. Fundierung auf Kalkstein-Cement-Beton zwischen Spundwänden. Breite 34,7 m zwischen den Geländern. In den Gesamtkosten sind einbegriffen: vier je 7 m lange Flügelmauern, sowie grofse halbrunde Ausbauten in den Stirnmauern, Verblendung mit Obernkirchner Sandstein, reiche Granitballustrade, 4 polierte Granitpostamente mit Marmorgruppen, Fahrbahn von Asphalt. — 1 cbm Gewölbe (Klinker in Cement) ausschl. Rüstung 45 M.; 1 qm Sandstein-Verblendung einschl. Versetzen 67 M.; 1 lauf. m Ballustrade 400 M.; eine Marmorgruppe 17 000 M.

Zu 28. Breite 18 m (2 Fufssteige à 3 m und 12 m Fahrbahn). Ansichtsfläche bezw. zwischen Fahrbahn und Pfeilerbasis und zwischen Fahrbahn und Terrainlinie, abzüglich der Öffnungen, gemessen.

Zu 29. Breite 22,5 m zwischen den Geländern.

Zu 31. Die Ansichtsfläche ist oberhalb der Kämpferlinie gemessen.

Zu 39. 30 Monate Bauzeit.

Zu 40. Drei Etagen. 15 Monate Bauzeit. Bruchsteinmasse zu Werksteinmasse wie 19 : 1. Der hohe Einheitspreis des Mauerwerks steht in ursächlichem Zusammenhange mit der schnellen Ausführung.

Zu 53. Breite 8,20 m, Pfeil 7,40 m, Radius des Gewölbes 46 m, Länge der Brüstung 74 m. Die Ansichtsfläche ohne die Bogenöffnung beträgt 296 qm.

Zu 54. Etwa 2800 cbm Bruchsteine kamen aus dem Einschnitte mit zur Verwendung, ohne dafs für den Viadukt dadurch besondere Kosten entstanden, daher der billige Einheitspreis.

Tabelle X. **Kosten grofser Brücken**

Name des Bauwerks.	Bauzeit.	Kosten in Mark im ganzen.	pro lauf. m	pro qm Ansichtsfläche.	pro cbm Inhalt des Mauerwerks.
1. Thomas-Viadukt über das Patapsco-Thal (Baltimore-Ohio-Eisenbahn)	1833—35	547 242	2545	127	—
2. Stockport-Viadukt, Birmingham-Manchester-Eisenbahn, England .	1838—40	1 453 971	2658	97	—
3. Viadukt der Lagunen in Venedig	1841—46	3 600 000	1000	179	—
4. Diggswell-Viadukt bei Wellwyn (Great-Northern-Eisenbahn) . .	1849—50	1 390 000	2914	114	52
5. Viadukt in der Strafse von Albano nach Arricia	1848—53	654 000	2031	62	9,3
6. Mississippi-Brücke zu Minneapolis in Minnesota (Eisenbahn Minneapolis-Manitoba)	1882—83	2 778 000	4337	—	45

Tabelle XI. **Kosten gröfserer Brücken der**

Name des Bauwerks	Brücke über:	den Thalwasserbach bei Münnerstadt	die Mud bei Miltenberg	die Rezat bei Ansbach
	Auf der Eisenbahnlinie	Schweinfurt-Meiningen	Aschaffenburg Miltenberg	Nürnberg-Crailsheim
Bemerkungen über	Bauzeit	1872	1875	1873/74
	Fundierungsart	natürliche auf festem Wellenkalk	natürl. auf Buntsandsteinfelsen 1,3 m tief	Pfahlrost und Beton
	Material	Kalkstein von Randersacker	Sandstein	Sandstein von Lichtenau
Abmessungen	Anzahl und Weite der Öffnungen .	3 à 10 m u. $\frac{1}{2}$ Pfeil	2 à 11 m u. 3,0 m Pfeil	3 à 18 m u. $\frac{1}{4}$ Pfeil
	Gewölbstärke im Scheitel und Kämpfer	0,7 m u. 0,9 m	0,65 m u. 0,85 m	0,9 m u. 1,2 m
	Pfeilerstärke am Kämpfer und Anlauf	1,8 m u. $\frac{1}{60}$	1,60 m u. $\frac{1}{20}$	2,10 m u. $\frac{1}{\infty}$
	Widerlagsstärke am Kämpfer „	3,0 m u. $\frac{1}{60}$	3,0 m	3,9 m u. $\frac{1}{\infty}$
	Gesamtinhalt des Mauerwerks	**3363,0 cbm**	**2637,0 cbm**	**2137,0 cbm**
Kosten in Mark f. d. cbm einschl. Material und Arbeit	Rauhes Bruchsteinmauerwerk . .	Kalkstein 16,80	Sandstein 11,20	Sandstein 18,30
	Rauhes Quadermauerwerk . . .	„ 37,10	—	„ 34,80
	Verblendmauerwerk	„ 30,95	„ 27,60	—
	Werksteinmauerwerk	—	—	—
	Gewöhnliche Rüstung	„ 51,50 (Steine bis 0,5 cbm)	„ 43,10	Sandstein 50,20 (Steine über 0,5 cbm)
	Desgl.	—	—	—
	Besondere Rüstung	Kalkstein 58,60	„ 51,70	Sandstein 55,00 (Steine unt. 0,5 cbm)
	Desgl.	„ 71,00 (Steine bis 1 cbm)	—	Sandstein 60,20 (Steine über 0,5 cbm)
	Desgl.	Kalkstein 89,50 (Steine über 1 cbm)	—	—
	Desgl.	—	—	—
	Das ganze Bauwerk einschl. Rüstungen	**30,3**	**35,4**	**41,2**

in England, Amerika und Italien.

Abmessungen.						Material.	Bemerkungen.
Gröfste Länge m	Gröfste Höhe m	Öffnungen An-zahl	Öffnungen Weite m	Ansichts-fläche einschl. Öffnungen. qm	Inhalt des Mauer-werks cbm		
215	20	8	17,79	4 295	—	Werkstein.	Zu 4. Humber, A record of the progress of modern engineering 1864, S. 31, auch Zeitschr. f. Bauw. 1868, S. 591. Zu 5. Drei Etagen. Der ungewöhnlich niedrige Einheitspreis ist nur durch die günstigen Umstände zu erklären, unter denen gebaut werden konnte. Die Peperinbruchsteine lagen unmittelbar neben der Baustelle, und um Gerüste zu sparen, erbaute man zunächst einen Pfeiler in der Nähe des Steinbruches, legte dann über diesen Pfeiler eine leichte Laufbrücke für den Materialtransport des zweiten Pfeilers und so fort in der Art, dafs während des ganzen Baues die Bausteine nur vorwärts, aber nie in die Höhe geschafft zu werden brauchten.
547	32	22	19,81	15 003	—	Ziegel.	
3598	5,6	210	10,16	20 149	—	Werk- und Bruchstein.	
477	31	40	9,14	12 144	26 465	Ziegel.	
322	60	36	8—9,5	10 500	70 000	Peperinbruchstein.	
640,5	—	{4 16	30,5 24,38}	—	62 000	Blauer Granit und Mankato-Kalkstein.	

Bayerischen Staatseisenbahnen. (1872—1876.)

die Eger bei Marktleuthen	die Laber bei Sinzig	die Amper bei Brück	die Abens bei Abensberg	das Altmühlthal bei Görgheim
Fichtelgebirgsbahn	Ingolstadt-Regensburg	München-Landsberg	Ingolstadt-Regensburg	Nürnberg-Crailsheim
1876	1872/73	1870—72	1872/73	1873/74
natürliche auf Felsen 3 m tief	natürliche auf Jurafelsen	Beton, 1,8 m stark	Beton, 1,2 m stark	Pfahlrost und Beton
Granit	Dolomit	Nagelfluhe von Braunenburg	Jurakalk von Marching	Sandstein von Neunkirchen
4 à 16 m u. $\frac{1}{2}$ Pfeil	5 à 10 m u. $\frac{1}{2}$ Pfeil	4 à 16 m u. $\frac{1}{5}$ Pfeil	3 à 12 m u. $\frac{1}{2}$ Pfeil	3 à 14 m u. $\frac{1}{4,5}$
0,8 m u. 1,2 m	0,75 m u. 0,9 m	1,0 m u. 1,2 m	0,75 m u. 1,15 m	0,75 m u. 1,0 m
2,5 m u. $\frac{1}{56}$	2,0 m u. $\frac{1}{60}$	2,2 m u. $\frac{1}{18}$	2,2 m u. $\frac{1}{20}$	1,8 m u. $\frac{1}{40}$
4,5 m u. $\frac{1}{8}$	3,0 m u. $\frac{1}{10}$	5 m u. $\frac{1}{10}$	3,5 m u. $\frac{1}{8}$	3,9 m u. $\frac{1}{40}$
6292,0 cbm	**2966,0 cbm**	**5313,0 cbm**	**1573,0 cbm**	**2469,0 cbm**
Granit 20,10	Dolomit 13,50	—	Jurakalk 13,40	Sandstein 17,70
„ 56,30	„ 54,90	Nagelfluhe 61,50	„ 52,30	Kalkstein 67,54
—	Grünsandst. 41,10	„ 54,90	„ 38,50	Sandstein 39,94
—	—	—	—	—
„ 75,00	„ „ 67,40	„ 75,00	„ 63,40 (Steine bis 1 cbm)	„ 58,80
—	Granit 104,90	—	Granit 116,60	Kalkstein 87,77
„ 85,00	Grünsandst. 83,60	„ 88,80	Jurakalk 72,00	Sandstein 69,94
Sandstein 73,00	Dolomit 83,60	Granit 127,30	„ 78,90 (Steine über 1 cbm)	Kalkstein 103,20
—	Granit 127,40	—	Granit 132,00 (Steine bis 1 cbm)	—
—	—	—	Granit 144,00 (Steine über 1 cbm)	—
46,5	**50,7**	**55,3**	**65,7**	**90,1**

§ 38. Unterhaltungskosten. — Es liegt auf der Hand, wie wichtig es ist, die Gröfse der Unterhaltungskosten für die verschiedenen Brückengattungen zu kennen. Leider bietet die technische Statistik in dieser Beziehung wenig Anhaltspunkte, aber selbst aus einer Reihe von vorliegenden Beobachtungsergebnissen ist es mit Rücksicht auf die Mannigfachheit der obwaltenden Verhältnisse und begleitenden Umstände, schwierig, die Kosten für verschiedene Bauwerksarten mit Sicherheit festzustellen.

In der Regel geschieht die Angabe der Unterhaltungskosten in Prozenten der Herstellungskosten des Bauwerks. Diese Art der Angabe hat gewifs ihre Berechtigung, jedoch neben der Angabe in Prozenten ist auch eine solche für die Einheit der Gesamtlichtweite und der Tiefe des Bauwerks erwünscht. Auch das Umrechnen der Kosten auf ein cbm Mauerwerk, ein qm Ansichtsfläche u. s. w. kann bei gröfseren Bauwerken von Interesse und für statistische Zwecke willkommen sein.

Die statistischen Nachrichten der preufsischen Eisenbahnen gaben die Unterhaltungskosten, ohne dieselben bislang für eiserne, hölzerne und steinerne Brücken zu trennen, für zwei Bauwerksarten: a) bis einschl. 10 m Weite, b) über 10 m Weite in Prozenten der Herstellungskosten an. Seit dem Jahre $18^{80}/_{81}$, in welchem die Ausgabe der Statistik vom Reichs-Eisenbahnamt für die Reichs-Eisenbahnen erfolgt, wird jedoch eine Unterscheidung zwischen grofsen und kleinen Brücken nicht mehr gemacht. Die nach diesen Angaben berechneten Durchschnittszahlen sind in den Tabellen XII u. XIII zusammengestellt.

Tabelle XII. **Unterhaltungskosten kleiner und grofser Brücken der preufsischen Eisenbahnen.**

Name der Eisenbahn.	Betriebseröffnung im Jahre	Durchschnittliche Unterhaltungskosten in Prozenten der Herstellungskosten für Brücken		Reihe der Jahre, für welche der Durchschnitt berechnet wurde.	Anzahl der Jahre.	Bemerkungen.
		bis einschl. 10 m W.	über 10 m Weite			
1. Rheinische	1839	0,50	0,25	1863—70	8	
2. Berlin-Anhalt	1840	0,58	1,73	1863—79	17	Zu 2. und 4. Die Unterhaltungskosten erreichen hier eine aufsergewöhnliche Höhe.
3. Niederschlesisch-Märkische	1842	0,38	0,24	1863—79	17	
4. Berlin-Stettin (Stammbahn)	1842	0,63	1,02	1863—79	17	
5. Cöln-Minden (Stammbahn)	1845	0,21	0,17	1863—79	17	
6. Berlin-Hamburg (Stammbahn)	1846	0,22	0,72	1863—79	17	
7. Thüringische	1846	0,39	0,18	1864—79	16	Zu 7. Hier sind zahlreiche steinerne Brücken vorhanden.
8. Westfälische	1848	0,39	0,35	1863—79	17	
9. Bergisch-Märkische (Stammbahn)	1848	0,38	0,23	1863—76	14	Zu 9. Desgl.
10. Saarbrücker	1850	0,36	0,095	1863—79	17	
11. Ostbahn	1851	0,31	0,19	1863—79	17	
12. Oberschlesische (Breslau-Posen-Glogau)	1856	0,86	0,30	1863—79	17	
13. Rhein-Nahe	1858	0,42	0,23	1863—79	17	
14. Stargard-Cöslin-Colberg (B. St.)	1859	0,37	0,20	1863—79	17	
15. Cöln-Giefsen und Beetzdorf-Siegen (C. M.)	1859	0,15	0,18	1865—79	15	Zu 15. Desgl. Die Gesamtweite der lichten Öffnungen der grofsen Brücken ist hier für eiserne und steinerne Brücken dieselbe (1550 m).
16. Ruhr-Sieg und Lethmathe-Iserlohn (B. M.)	1864	0,28	0,21	1865—79	15	
17. Cöslin-Danzig (B. St.)	1869	0,21	0,165	1871—79	9	
18. Cottbus-Grofsenhain	1870	0,35	0,39	1872—79	8	
19. Venlo-Hamburg (C. M.)	1870	0,11	0,11	1873—79	7	
20. Posen-Thorn-Bromberg	1872	0,21	0,29	1873—79	7	
21. Oberlausitzer	1874	0,08	0,07	1875—79	5	
22. Wittenberge-Buchholz (B. H.)	1875	0,19	0,13	1875—79	5	
23. Berlin-Dresden	1875	0,09	0,13	1876—79	4	
24. Oels-Gnesen	1875	0,13	0,09	1876—79	4	
25. Posen-Creuzburg	1875	0,02	0,01	1876—79	4	

Tabelle XIII.

Durchschnittliche Unterhaltungskosten der Brücken der Reichs-Eisenbahnen.

Etatsjahr.	Gesamt-Anlagekosten M.	Gesamt-Unterhaltungskosten M.	Durchschnittliche Unterhaltungskosten in Prozenten der Anlagekosten.
1880/81	743 518 890	1 841 004	0,25
1881/82	802 762 673	1 959 186	0,24
1882/83	809 734 719	1 892 180	0,23

Die Unterhaltungskosten für steinerne Brücken lassen sich aus vorstehender Tabelle nicht unmittelbar entnehmen; jedenfalls sind die angegebenen Prozentsätze, wenn dieselben für steinerne Brücken allein Giltigkeit haben sollen, bedeutend herabzusetzen, wie die von Pollitzer[81]) angeführten Erfahrungsergebnisse bestätigen. Nach Pollitzer erfordert die jährliche Unterhaltung der Brücken einer gröfseren Verkehrsstrecke für den lauf. m Lichtweite und Tiefe derselben durchschnittlich: an Maurerschichten 0,8 t und an Handlangerschichten 1,1 $t_{,}$, wenn t und $t_{,}$ den Arbeitslohn für eine mittlere Arbeitsdauer von 10 Stunden bedeutet. Giebt W die Gesamtweite der Öffnungen für den Kilometer Bahnlinie und T die Gesamttiefe in Meter an, so betragen danach die Unterhaltungskosten:

$$K = (0{,}8\, t + 1{,}1\, t_{,})\, W\, T.$$

Ein so hoher Betrag dürfte indessen nur unter ungünstigen Verhältnissen erreicht werden. Zuverlässiger sind wohl die nachstehenden nach einem durchschnittlichen Ergebnis vieler Bahnen des In- und Auslandes von dem Genannten berechneten Sätze, welche die jährlichen Unterhaltungskosten, wie folgt, feststellen:

	In Prozenten der Ausgabe		
	für den Gesamtunterhalt einer Bahnlinie.	für die Unterhaltung des Unterbaues einer Bahnlinie.	pro lauf. m Öffnung M.
1. Für gewölbte Brücken	0,5	5,4	3,2
2. Für Brücken mit hölzernem Überbau . .	0,8	7,0	30,0
3. Für Brücken mit eisernem Überbau . .	1,3	12,4	7,6.

Trotz des unbestreitbaren Wertes dieser Angaben wird man dieselben für einen besonderen Fall doch mit der nötigen Vorsicht, erst nach Erwägung aller den Zustand des Bauwerkes betreffenden Verhältnisse, nötigenfalls also mit Abänderungen anzuwenden haben, besonders auch, weil die Gröfse der Unterhaltungskosten, wie Tabelle XII nachweist, eine veränderliche, mit dem Alter der Bauwerke zunehmende ist.

Zweifellos steht aber fest, dafs, in Prozenten der Anlagekosten ausgedrückt, die Unterhaltungskosten für eine steinerne Brücke bedeutend geringer ausfallen, als für eine hölzerne oder eiserne und dafs bei sachgemäfser Ausführung und regelmäfsiger Unterhaltung für eine steinerne Brücke eine sehr grofse Dauer angenommen werden kann, während die Dauer der hölzernen Brücken nur eine eng begrenzte ist und über die der eisernen Brücken zur Zeit noch Ungewifsheit herrscht. Es empfiehlt sich deshalb die steinernen Brücken vor den eisernen und hölzernen in allen geeigneten Fällen zu bevorzugen.

---

[81]) Die Bahnerhaltung. II. S. 181.

Litteratur.

Die gröfseren Werke, welche die Steinbrücken im allgemeinen behandeln, sind auf S. 226 namhaft gemacht. Notizen über kleinere Mitteilungen, welche Rüstungen und Geräte, Lehrgerüste, Ausführung schiefer Brücken, Ausrüstung der Gewölbe und Wiederherstellungs-Arbeiten betreffen, sind den betreffenden Stellen des Textes beigefügt.

Zeitschrift für Bauwesen.

Henz. Der Bau des Neifse-Viaduktes bei Görlitz in der Niederschlesisch-Märkischen Eisenbahn. 1855, S. 281.

Derselbe. Die Main-Brücke bei Frankfurt a. M. in der Main-Neckar-Bahn. 1856, S. 479.

Derselbe. Die Bauanlagen der Saarbrücken-Trier-Eisenbahn. 1863, S. 47.

v. Nehus. Diggswell-Viadukt der Great-Northern Eisenbahn bei Wellwyn (aus Humber. A record of the progress of modern engineering. 1864, S. 31). 1868, S. 591.

Wilke. Der Bau der Striegisthal-Überbrückung bei Freiberg. 1869, S. 206.

Lehwald. Mitteilungen über die gröfseren Kunstbauten auf der Strecke Nordhausen-Wetzlar im Zuge der Staatseisenbahn Berlin-Metz. 1880, S. 442.

Derselbe. Die wichtigeren Kunstbauten der Staatsbahnstrecke von Güls bis zur Reichsgrenze bei Perl (Moselbahn). 1884, S. 141.

Notizblatt bezw. Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover.

Söhlke. Über den Neubau der Chausseebrücke über die Ruhme bei Nordheim. Notizbl. 1853, S. 328.

Lanz und Gerber. Die Werra-Brücke bei Münden in der Königl. Hannov. Südbahn. Zeitschr. 1856, S. 64.

Sonne. Der Bau der Fulda-Brücke bei Kragenhof für die Eisenbahn von Hannover nach Cassel. 1858, S. 44.

Meyer, G. Über englische Eisenbahnbrücken. 1862, S. 281.

Bolenius. Der Bau der Oker-Brücke bei Oker in der Eisenbahn Vienenburg-Goslar. 1866, S. 203.

Hofmann. Die neue Elbe-Brücke bei Pirna. 1878, S. 27.

Seefehlner. Über die vom französischen Ministerium im Jahre 1878 ausgestellten Brückenpläne und Modelle. 1879, S. 135.

v. Scholtz. Überbrückung des Ilmthales bei Weimar. 1881, S. 425.

Allgemeine Bauzeitung.

Die Brücke bei Buffalora über den Tessin. 1836, S. 41.

Der Bau der Brücke über die Dora in Turin. 1836, S. 145.

Über einige neuere Brücken in und bei Mailand. 1836, S. 370.

Bemerkungen über den Bau der Brücke von Crespano. 1836, S. 411.

Die Karlsbader Kaiser Franzens-Brücke. 1837, S. 85.

v. Etzel. Brücke über die Enz bei Besigheim im Königreich Württemberg. 1839, S. 160.

Derselbe. Brücke über den Neckar bei Cannstadt. 1840, S. 8.

Die neue Steinbrücke über den Bergstrom Meduna bei Pordenone in der venezianischen Provinz Udine. 1841, S. 231.

Hürsch. Baugeschichte der Nydeck-Brücke in Bern. 1843, S. 190.

Römer. Die Düsseldorf-Elberfelder Eisenbahn. 1843, S. 60.

Die Brücke über die Beraun bei Beraun in Böhmen. 1844, S. 312.

Die Brücke über die Maas im Benediktsthale bei Lüttich. 1845, S. 261.

Becker. Steinbrücke über den Neckar bei Ladenburg auf der Main-Neckar-Eisenbahn. 1850, S. 259.

Hartwich und Bürkner. Die Brücke über die Warthe bei Wronke auf der Stargard-Posener Eisenbahn. 1852, S. 93.

Kohl. Der Bau der zweiten Elbe-Brücke (Marienbrücke) und des sich daran anschließenden Viaduktes bei Dresden. 1852, S. 269.

Hartung. Der Viadukt bei Schildesche auf der Köln-Mindener Eisenbahn. 1854, S. 132.

Förster. Die alte steinerne Brücke über den Wienflufs vor dem Kärnthnerthor in Wien. 1854, S. 3.

v. Etzel. Der Viadukt bei Bietigheim über die Enz auf der Württembergischen Eisenbahn. 1856, S. 262 u. 315.

Zelger. Die Brücke über den Main bei Schweinfurt. 1857, S. 331.

Allgemeine Bauzeitung (Fortsetzung).

Der Viadukt der Suize bei Chaumont im Departement der Ober-Marne in Frankreich. 1862, S. 341.
Der Viadukt über die Rance bei der Stadt Dinan in der Bretagne. 1862, S. 345.
Die Brücke Louis-Philippe über die Seine zu Paris. 1864, S. 327.
Ludwig. Der Leska-Viadukt bei Znaim auf der Eisenbahn von Grufsbach nach Znaim. 1871, S. 246.
Viadukt über den Schuttkegel der Rivoli bianchi. 1881, S. 9.

Zeitschrift des bayerischen Architekten- und Ingenieur-Vereins.

Weikard. Der Sinnthal-Viadukt auf der Gemünden-Elmer Bahnlinie. 1872, S. 11.

Zeitschrift für Baukunde.

Reverdy. Das französische Brückenbauwesen auf der internationalen Ausstellung in Paris im Jahre 1878. 1880, S. 63.
Mohr und Gleim. Viadukt der Rheinischen Eisenbahn über das Ruhrthal bei Herdecke. 1881, S. 5 u. 183.
Leibbrand. Steinbrücke über die Nagold bei Teinach (Württemberg). 1883, S. 347.
Weikard. Die massiven Brücken der bayerischen Eisenbahnstrecke Ludwigstadt-Eichicht. 1884, S. 469.

Zeitschrift bezw. Wochenschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins.

Bomches. Beschreibung der Arbeiten des Brücken-Viaduktes von Nogent-sur-Marne. Zeitschr. 1860, S. 101. (Vergl. auch Civil-Ing. 1857, S. 181.)
Kreuter. Über die Ausführung steinerner Brücken in Frankreich. Zeitschr. 1877, S. 5.
Melan. Neuere steinerne Brücken und Viadukte in Frankreich. Wochenschr. 1879, S. 115.

Der Civil-Ingenieur.

Hartmann. Beschreibung der Weifseritz-Überbrückung in Dresden. 1854, S. 230.
Couche. Über die steinernen Brücken und Viadukte der deutschen Eisenbahnen. 1856, S. 56.
Werther. Nachrichten über den Bau der neuen Elbe-Brücke in Dresden. 1859, S. 215.
Lehmann. Neifse-Thal-Viadukt der Zittau-Reichenberger Eisenbahn bei Zittau. 1867, S. 333 u. 413.

Mitteilungen bezw. Protokolle des sächsischen Ingenieur-Vereins.

Merbach. Die Viadukte im Zschopauthale zwischen Waldheim und Limmritz auf der Chemnitz-Riesaer Staatseisenbahn. Mitteil. 1858, S. 1.
Bake. Mitteilungen über den Muldenbrückenbau bei Göhren. Protok. 77. Vers. 1872, S. 13.
Hofmann. Mitteilungen über den Bau der neuen Elbe-Brücke bei Pirna. Protok. 87. Vers. 1875, S. 42.
Mank. Notizen über den Stand des Dresdener Elbe-Brückenbaues. Protok. 1875, S. 59.

Deutsche Bauzeitung.

Mehrtens. Die Wäldlitobel-Brücke der Arlbergbahn. 1885. No. 95.

Zeitschrift für Bauhandwerker.

Brakel. Der Luhe-Viadukt bei Greene (Holzminden-Kreienser Eisenbahn). 1866, S. 138.
Warnecke. Die Leine-Strom-Brücke bei Ippensen. 1866, S. 151.

Centralblatt der Bauverwaltung.

Blanck. Bau der Unterführung der Königstrafse in Hannover. 1882, S. 145.
Kinzer. Die Wäldlitobel-Brücke der Arlberg-Bahn. 1884, S. 249.
Eger. Bau der Mauritius-Brücke in Breslau. 1885, S. 243.
Mehrtens. Fortschritte im Bau von Brückengewölben. 1885, S. 473.

Annales des ponts et chaussées.

Picot. Notice sur la construction du pont du Sault-du-Rhône. 1832. II. S. 144.

Villiers. Notes recueillies en 1851, pendant sa mission en Allemagne. Chemin de fer saxons. Ligne saxo-bavaroise de Leipzig à Hof. 1853. I. S. 241.

Fessard. Notice sur la construction du Viaduc de Dinan. 1855. II. S. 310.

Croizette-Denoyers. Mémoire sur les travaux et les dépenses de le partie de chemin de fer du Bourbonnais comprise entre Saint-Germain-des-Fossés et Roanne etc. 1859. II. S. 121.

Lechalas. Notice sur la construction de deux ponts sur la Loire à Nantes. 1865. I. S. 39.

Fénoux. Note sur les travaux de construction du grand viaduc de Morlaix. 1867. I. S. 207.

Doniol. Notice sur la construction du pont de Fiume'alto. 1868. II. S. 147.

Bassompierre-Sewrin & de Villiers du Terrage. Mémoire sur le pont viaduc du Point-du-jour et sur les ouvrages d'art de la section du chemin de fer de ceinture, comprise entre Auteuil et Javel. 1870. I. S. 56.

Regnauld. Détails pratiques sur la construction d'un pont en maçonnerie à Saint-Pierre-de-Gaubert sur la Garonne. 1870. I. S. 411.

Arnoux. Notice sur le viaduc de l'Aulne. 1870. II. S. 233.
(Vergl. auch auszugsweise Übersetzung Civil-Ing. 1872, S. 48.)

Picquenot. Le pont de Vernon. 1874. II. S. 65.

Cendre. Notice sur la construction du pont de Claix. 1879. I. S. 1.

Lavoinne. Notice sur la construction du viaduc de Chastellux. 1882. II. S. 5.

Nouvelles annales de la construction.

Michal, de la Galisserie & Darcel. Le Pont de l'Alma à Paris. 1855, No. 11.

Davignaud & Droling. Notice sur la construction du pont de Libourne sur la Dordogne. 1856, S. 51.

Toni Fontenay. Le Viaduc de la Fure (chemin de fer de St. Rambert à Grenoble). 1856, S. 108 u. 119.

Cassagnes. Viaduc du chemin de fer de Vincennes à la gare de la Bastille, Paris. 1860, S. 172.

Convents. Viaduc en maçonnerie avec radier général à Pont-d'Ain. 1861, S. 43.

Chauvisé & Wolff. Pont en maçonnerie sur la Bidassoa (frontière d'Espagne). 1863, S. 41.

Oppermann. Viaduc en maçonnerie de Solémy (chemin de fer du Bourbonnais). Details des cintres, du pont de service et des chantiers. 1874, S. 41.

Blanc. Pont-Viaduc en maçonnerie à trois arcades courbes construit sur le ravin de la Roussa. 1874, S. 90.

L'exposition du ministère des traveaux publics. 1878, S. 103.

Pont de Claix sur le Drac (Departement de l'Isère). 1878, S. 104.

IV. Kapitel.

Hölzerne Brücken.

Bearbeitet von

Dr. F. Heinzerling,

Königl. Baurat, Professor an der technischen Hochschule zu Aachen.

(Hierzu Tafel XX bis XXIII und 71 Holzschnitte.)

---

§ 1. Einleitung. In früheren Zeiten wurde in Deutschland das Holz auch zu definitiven Strafsen- und Eisenbahnbrücken, vom Jahre 1850 ab aber — nachdem die aus den technischen Vereinbarungen deutscher Eisenbahnverwaltungen hervorgegangenen Grundzüge zur Gestaltung der Eisenbahnen Deutschlands hölzerne Brücken bei Haupt-Eisenbahnen als nur ausnahmsweise zulässig erklärt hatten — wird es hauptsächlich zu interimistischen Eisenbahnbrücken, Arbeits- und Materialtransportbrücken, Not- und Kriegsbrücken verwendet, während es zu definitiven Strafsenbrücken und Eisenbahnbrücken in holzreichen Ländern, wie in den Vereinigten Staaten von Nordamerika, Rufsland, England, Norwegen, Schweden und Österreich, noch mehrfach Anwendung fand und findet.

Erwägt man, welche von den angewendeten Systemen die hierzu geeignetsten seien[1]), so sind unter den verstärkten Balkenträgern wegen ihrer einfacheren, exakteren Herstellungsweise diejenigen mit wagrechten eichenen, des Nachtreibens wegen aus schlanken Keilen bestehenden Dübeln den verzahnten Trägern vorzuziehen. Unter den gegliederten Balkenträgern hat sich der Howe'sche Fachwerkträger in der Praxis als der vollkommenste erwiesen. Unter den hölzernen Brücken mit massiven oder gegliederten Balkenträgern verdienen diejenigen den Vorzug, bei welchen die Träger unter der Brückenbahn angeordnet und hierdurch möglichst vor Nässe geschützt sind oder diejenigen mit über der Brückenbahn befindlichen Trägern, welche durch die geeigneten Schutzbretter oder durch leichte Bedachungen auch gegen Schlagregen geschützt werden. Der längeren Dauer wegen sind ferner die Brücken mit von unten gestützten denjenigen mit aufgehängten Brückenbahnen vorzuziehen. Unter den gestützten Brücken aus geraden Hölzern sind die Sprengwerkbrücken bei hinreichender Konstruktionshöhe, nicht allzu grofsen Spannweiten und da, wo künstliche, aus Mauerwerk bestehende Widerlager mit luftigen Stützpunkten billig geschaffen werden können, sehr wohl anwendbar. Unter den Bogenbrücken erscheinen die aus gekrümmten Balken hergestellten, zur Überbrückung von Öffnungen mit grofser Spannweite und reichlicher Konstruktions-

---

[1]) Vergl. hierzu die technische Entwickelung der hölzernen Brücken im I. Kapitel.

höhe, sowie mit natürlichen festen Widerlagern, insbesondere für Straſsenbrücken, als die vergleichsweise geeignetsten. Die Hängwerkbrücken, welche man früher namentlich in der Schweiz und in Bayern häufig angewendet hat, sind wegen einer infolge der notwendigen Beschränkung auf zwei, höchstens drei Hauptträger schwierigen Herstellung hinreichender seitlicher Absteifungen und wegen der stets mangelhaften Verbindung stark geneigter Streben mit den horizontalen Streckbalken, sowie wegen ihrer, dem Regen und damit einer vorzeitigen Fäulnis ausgesetzten Teile immer seltener zur Ausführung gelangt. Man hat dieselben als Hängwerke mit geraden Balken und als solche mit gekrümmten Balken oder Bohlen konstruiert. Unter den Trägern aus Bohlenbogen haben sich diejenigen mit lotrecht nebeneinander befestigten Bohlen nach dem System Funk und de l'Orme, deren zahlreiche lotrechte Fugen der Nässe besonders zugänglich sind, als durchaus unzweckmäſsig, diejenigen mit wagrecht aufeinander gelegten, durch eiserne Bänder und Bolzen verbundenen Bohlen nach dem System Wiebeking und Emy wegen ihres geringen Widerstandes gegen Durchbiegung als nicht empfehlenswert erwiesen. Hängwerke aus gekrümmten Balken würden nur bei nicht zu geringen Pfeilverhältnissen — in welchem Falle auch die Horizontaldrücke der Bogen nicht zu groſs werden und die Verbindung der Bogenbalken mit den Sehnenbalken nicht zu schwierig ist — anwendbar sein. Da aber in diesem Falle gröſsere Spannweiten vorausgesetzt werden, welche wieder viele Stöſse der Balken bedingen würden, so erscheinen auch derartige Hängwerkbrücken als unzweckmäſsig und bleiben somit nur noch die Hängwerke aus geraden Balken als die relativ besten Hängwerkkonstruktionen übrig. Zu den Trägern hölzerner Brücken eignen sich daher, aus den zuvor angegebenen Gründen, vorzugsweise die Systeme der einfachen und verdübelten Balken für geringere Spannweiten, das System der Howe'schen Fachwerkbrücken für gröſsere und das System der Sprengwerke aus geraden Hölzern für mittlere Spannweiten mit gröſseren Konstruktionshöhen.

Die Unterstützungen der Brückenträger werden teils durch Joche, teils durch Pfeiler und teils, z. B. bei einfachen oder zusammengesetzten, über eine Schlucht geführten Sprengwerkbrücken, durch den Baugrund selbst bewirkt. Handelt es sich um rasche Errichtung eines mit dem geringsten Anlagekapital herzustellenden Aufbaues, so sind sowohl bei interimistischen als bei definitiven Brücken in den allermeisten Fällen die Holz- den Steinkonstruktionen vorzuziehen. Die ersteren nehmen nach der für sie erforderlichen Höhe die Gestalt von durchbrochenen Wandungen (Jochen) oder von durchbrochenen Hohlkörpern (Turm- oder Fachwerkpfeilern) an und bestehen im ersteren Falle aus einer oder mehreren Reihen unter sich verbundener und verstrebter Pfosten oder Pfähle, im letzteren Fall aus einer durch Fachwerkwände gebildeten Pyramide. Die niedrigen Joche werden aus durchgehenden und aufgepfropften Pfählen hergestellt, die im Wasser oder auf feuchtem Boden stehenden Joche auf kräftige, bis unter Niedrigwasser eingerammte Grundjoche aufgesetzt, höhere Joche aus mehreren Etagen zusammengebaut. Diese Etagenjoche werden meist durch eine Auspackung der unteren Etage mit Steinen, die Fachwerkpfeiler durch einen steinernen Unterbau, mit welchem sie verankert werden, stabiler gemacht. Die Stellung sowohl der Joche als auch der Fachwerkpfeiler ist womöglich so zu wählen, daſs sie zu geeigneter Zeit, ohne den Verkehr über die Brücke zu stören, durch steinerne oder eiserne Pfeiler ersetzt werden können, weshalb man sie am zweckmäſsigsten zwischen den letzteren anordnet. Wo von vornherein steinerne Pfeiler errichtet werden, sollen sie zugleich für den definitiven Überbau berechnet sein oder wenigstens ohne allzugroſsen Aufwand durch Umbau des Pfeilerkopfes hierfür umgestaltet werden können. Von den oben angeführten Systemen des

hölzernen Aufbaues eignen sich somit für hölzerne Brücken mit geringen Höhen ihrer lichten Öffnungen die durchgehenden und aufgesetzten Joche, für gröfsere lichte Höhen die Etagenjoche und die Fachwerkpfeiler.

Unter den im Nachfolgenden zu behandelnden Konstruktionssystemen der Träger und Pfeiler hölzerner Brücken erfordern daher die nach obigem rationelleren Systeme eine vorzugsweise Berücksichtigung. Hierbei sind — wegen der Verschiedenheit ihrer Verkehrsbahnen und der ihr entsprechenden Verschiedenheit ihrer Unterstützung — die Eisenbahnbrücken und Strafsenbrücken besonders zu betrachten, auch sind die definitiven und interimistischen Brücken wohl zu unterscheiden.

Bei Ermittelung der Lichtweiten der in Rede stehenden Brücken und bei Bestimmung der Anzahl ihrer Öffnungen sind die in § 11 des ersten Kapitels besprochenen Regeln zu berücksichtigen.

1. Allgemeine Anordnung der hölzernen Brücken.

a. Die definitiven Eisenbahnbrücken. Für Eisenbahnbrücken von geringer Konstruktionshöhe, bei welchen Rücksichten der Ökonomie oder kurze Bauzeit die ausschliefsliche Anwendung des Holzes angemessen erscheinen lassen, sind für Spannweiten von 1 bis etwa 4 m und von 4 bis höchstens 16 m Balkenbrücken mit beschlagenen, bezw. einfachen und verdübelten Balken auf hölzernen Jochen, für Spannweiten von 16 bis höchstens 50 m solche mit Howe'schen Fachwerkträgern auf hölzernen Jochen oder auf Fachwerkpfeilern anzuordnen. Es empfiehlt sich dieselben so einzurichten, dafs sie mit möglichst geringem Aufwand an Zeit und Kosten und ohne eine Störung des Verkehrs zu veranlassen, durch Brücken aus Stein oder Eisen ersetzt werden können.

Sollen die Holzbrücken durch gewölbte Brücken ersetzt werden, s. T. XX, F. 19 bis 33, so sind deren Joche in solchen Abständen von den Widerlagern und Flügeln zu errichten, dafs ihre Standfähigkeit durch die für die letzteren erforderlichen Fundamentgruben nicht gefährdet wird. Die hierdurch gebotene Verlängerung der hölzernen Brücken ist um so weniger zu scheuen, je mehr sie in einer Verminderung der Erdbewegung Deckung findet. Um die dem Bestande höherer, in dem Bahnkörper stehenden Joche gefährlichen Verschiebungen zu vermeiden, ist der Dammkopf sorgfältig zu stampfen und bei Vorhandensein von Steinen oder Geschieben mindestens dessen Fufs hiermit herzustellen. Gewölbte Durchlässe, Brücken und Viadukte, deren Gewölbscheitel fast stets so tief unter Schienenunterkante liegt, dafs deren Abstand die nötige Höhe der hölzernen Träger nicht unterschreitet, werden in den meisten Fällen die Herstellung der hölzernen Brücken in der Bahnachse und selbst dann, zur Verminderung der Spannweiten, die Anlage von Jochständern in den Gewölbscheiteln gestatten. Werden nämlich die Brückenträger auf die definitiv aufgeführten Widerlager und Pfeiler provisorisch abgestützt, so können die Joche behufs Herstellung der Gewölbe abgetragen werden. Um einen soliden Anschlufs der Brückenbahn an den Erdkörper zu erzielen, soll dieselbe mindestens 2 m in die Dammkrone eingreifen und bei niedrigen Dämmen durch mehrere in Schotter gelegte Querschwellen, bei hohen Dämmen durch eingerammte, mittels Kapphölzern verbundene Pfähle unterstützt werden.

Sollen die hölzernen Brücken später durch eiserne ersetzt werden, s. T. XX, F. 1 bis 18, so ist die Holzkonstruktion nach den Spannweiten der eisernen Brücken sowie nach dem Abstande der eisernen Träger, welcher von der Lage der Brückenbahn abhängt, und so einzurichten, dafs die Eisenkonstruktion sich ohne besondere Rüstungen aufstellen läfst. Um weder den Bahnbetrieb zu erschweren, noch die Anlage- und Betriebskosten zu vermehren, sollen hölzerne Brücken bis zu 20 m Spannweite nicht, Brücken über

20 m Spannweite nur im Notfalle aus der Bahnachse gerückt, hierbei aber die Entfernungen von Bahn- und Brückenachse auf ein Minimum zurückgeführt werden.

Sprengwerkbrücken mit geraden Hölzern in Eisenbahnen sind, wie gesagt, dort zulässig, wo die nötige Konstruktionshöhe und natürliche, feste Stützpunkte vorhanden sind oder mit verhältnismäfsig geringen Kosten aus Steinen hergestellt werden können. Da die Neigung der Streben zum Horizont am vorteilhaftesten 45° beträgt und überhaupt unter $22^1/_2$° nicht angenommen werden sollte, ferner starkes Bauholz von über 10 m Länge schon kostspielig wird, so erscheinen Spannweiten von 10 bis 25 m für Sprengwerke mit festen steinernen Widerlagern als die passendsten. Dagegen eignen sie sich wegen ihres starken Seitendruckes für hölzerne Joche nicht oder doch nur für geringere Spannweiten, wenn die Neigung der Streben 45° übersteigt, also der Horizontaldruck derselben möglichst vermindert wird.

b. Die definitiven Strafsenbrücken. Hölzerne Strafsenbrücken mit geringer Konstruktionshöhe, welche mäfsigere Belastungen und Erschütterungen als die Eisenbahnbrücken aufzunehmen haben, sind für Spannweiten von 1 bis 5 m und von 5 bis 20 m mit beschlagenen, bezw. einfachen und verdübelten Balken und für Spannweiten von 20 bis etwa 50 m mit Howe'schen Fachwerkträgern zu konstruieren. Da hölzerne Unterstützungen jeder Art der Fäulnis sehr ausgesetzt sind, so erhalten diese Brücken entweder ganz aus Stein konstruierte End- und Zwischenpfeiler oder doch steinerne Endpfeiler und hölzerne, auf hohen steinernen Sockeln ruhende Zwischenstützen. Bei hinreichender Konstruktionshöhe und da, wo die Baustelle natürliche feste Widerlager darbietet, welche dem Seitendruck einer Konstruktion widerstehen, eignen sich vorzugsweise Sprengwerke aus geraden Hölzern, s. T. XX, F. 1 bis 29, zur Unterstützung der Brückenbahn. Aus den zuvor angegebenen Gründen erscheinen Spannweiten von 10 bis höchstens 25 m als die für diese Sprengwerke geeignetsten. Dagegen erfordern Sprengwerke auf hölzernen Jochen auch bei Strafsenbrücken geringere Spannweiten, steilere Strebenstellung und infolge dessen möglichste Verminderung des Horizontalschubes.

c. Die interimistischen Eisenbahn- und Strafsenbrücken. Sie unterscheiden sich von den definitiven wesentlich teils durch Anwendung unbeschlagenen statt beschlagenen Holzes zu den Trägern, und vorzugsweise zu den Jochen, s. T. XXIII, F. 25, teils durch Anwendung einer möglichst einfachen Verbindungsweise, welche wenig Arbeit erfordert und das Holz so wenig verschwächt, dafs es nach dem Gebrauch der Brücke auch zu anderen Zwecken nochmals verwendet werden kann. Aus diesen Gründen zieht man zu interimistischen Brücken vorzugsweise die einfachsten Konstruktionen, insbesondere mit einfachen oder verstärkten Balken und mit geringen Spannweiten vor. Die Tragbalken erhalten an den Enden eine Unterstützung von Querschwellen, s. T. XX, F. 26, bei festen und von starken, in eingerammte Pfähle eingezapften Holmen, s. F. 19, und da, wo Zwischenunterstützungen erforderlich sind, aus Baumstämmen bestehende einfache Pfahljoche, welche durch starke Bohlen oder Schwarten ausgesteift werden. Das Nähere hierüber wird in § 14 erörtert werden.

2. Allgemeine Grundsätze für die Konstruktion hölzerner Eisenbahn- und Strafsenbrücken. Bei Bearbeitung von Holzkonstruktionen für Eisenbahn- und Strafsenbrücken sind erfahrungsgemäfs in Bezug auf Festigkeit, Dauer und Billigkeit folgende Punkte beachtenswert.

1. Es ist ein einfaches, nicht aus verschiedenartigen Systemen zusammengesetztes Konstruktionssystem zu wählen und so durchzuführen, dafs die zulässige Anspruchnahme

des angewendeten Holzes in jedem Bestandteil der Konstruktion, auch unter den gröfsten Belastungen und Winddrücken, nicht überschritten wird.

2. Die infolge eintretender Fäulnis notwendigen Reparaturen und Auswechselungen einzelner Konstruktionsteile sollen möglichst billig und ohne Störung des Verkehrs vorzunehmen sein.

3. Joche und hölzerne Fachwerkpfeiler sind zur Herstellung eines dauernden festen Standes so anzuordnen, dafs sie nur in lotrechtem oder annähernd lotrechtem Sinne belastet werden.

4. Die Verbindung sämtlicher Bestandteile der Holzkonstruktion soll einfach und nicht durch verwickelte Verschneidungen, sondern durch eine sparsame Anwendung von Schraubenbolzen bewirkt sein, damit eine verschwenderische Verwendung von Eisenteilen die ökonomischen Vorteile der Holzkonstruktion nicht zum gröfsten Teil oder ganz aufhebt.

5. Um einer Fäulnis der einzelnen Konstruktionsteile vorzubeugen, ist eine Ableitung des Wassers auf dem kürzesten Wege zu bewirken und jeder Konstruktionsteil so anzuordnen, dafs er der Luft und dem Lichte möglichst ausgesetzt bleibt und hierdurch trocken erhalten wird.

§ 2. Angreifende Kräfte. Die Träger hölzerner Brücken werden hauptsächlich durch die veränderliche Last des auf ihnen stattfindenden Verkehrs oder des auf ihnen lagernden Schnees und durch die ständige Belastung ihres eigenen Gewichtes, deren Joche und Pfeiler aufserdem durch Erddruck, Wasserdruck und Eisstofs in Anspruch genommen. Überdies haben sämtliche Teile der Brücke dem gröfstmöglichen Seitendrucke des Windes, welcher mit etwa 150 **kg** f. d. qm wirkt, Widerstand zu leisten; vergl. hierzu S. 59.

I. Bewegte Belastung. 1. Eisenbahnbrücken. Als die schwersten, auf hölzernen Brücken verkehrenden Eisenbahnzüge kann man diejenigen ansehen, welche in § 2 des zweiten Kapitels näher bezeichnet sind. Bei kleinen Brücken, insbesondere bei deren Brückenbahn, ist mit den hinsichtlich ihrer Gröfse und Verteilung bekannten Achsenlasten und deren ungünstigster Laststellung zu rechnen, während die Träger gröfserer Fachwerkbrücken mit Hilfe der dort erwähnten und angegebenen Äquivalentbelastungen berechnet werden können.

2. Strafsenbrücken. Die Fahrbahnen und Fufsbahnen der Strafsenbrücken werden bezw. mit den schwersten Fuhrwerken und mit Menschengedränge belastet angenommen, worüber bereits im ersten Kapitel das Nähere mitgeteilt ist. Nimmt man das Gewicht des schwersten Frachtfuhrwerks und schweren Landfuhrwerks zu bezw. 24 und 12 t, deren Länge und Breite bezw. zu 8,8×2,5 m und zu 7,5×2 m an, so ergiebt sich die Belastung des qm Brücke bezw. zu 1090 und 800 **kg**. Zieht man das Gewicht der Bespannung in Betracht, so ergiebt sich für

	Gewicht.	Länge.	Breite.	Belastung.
schwerstes Frachtfuhrwerk mit 6 Pferden . . .	25,8 t	19,0 m	2,5 m	521 **kg** f. d. qcm
schweres Landfuhrwerk mit 4 Pferden	13,2 t	14,5 „	2,0 „	455 „ „ ,

welche letztere mit der Belastung des qm durch Menschengedränge übereinstimmt.

II. Ständige Belastung. Das Eigengewicht der hölzernen Brücken setzt sich zusammen aus dem Gewichte der Träger, welches mit deren Stützweite wächst, und aus dem Gewichte der Brückenbahn, welches einen von deren Konstruktion abhängigen konstanten Wert besitzt.



Bezeichnet b das Eigengewicht der Brückenbahn für die Längeneinheit, l die Stützweite in m, und c einen konstanten Erfahrungswert, so ergiebt sich annähernd das Eigengewicht der Längeneinheit Brücke

$$e = c.l + b.$$

Dasselbe nimmt für Eisenbahn- und Strafsenbrücken verschiedene Werte an.

1. Eisenbahnbrücken. Für Eisenbahnbrücken mit einfachen Balken ist annähernd, wenn sie definitiv sind, $c = 84$, das Gewicht der Bahn (Schwellen, Bohlen und Fahrschienen) $b = 400$ **kg** und für eingleisige Brücken

$$e = 84.l + 400 \text{ kg}, \quad \ldots \quad 1.$$

wenn sie interimistisch sind, $c = 67$, das Gewicht der Bahn $b = 350$ **kg** und für 1 m Gleis

$$e = 67.l + 350 \text{ kg}. \quad \ldots \quad 2.$$

Erhalten diese Brücken Sattelhölzer oder Kopfbänder, so ermäfsigt sich der Faktor c.[2])

Für Balkenbrücken mit verdübelten Balken ist annähernd, wenn sie definitiv sind, $c = 83$, das Gewicht der Bahn $b = 650$ **kg** und für eingleisige Brücken

$$e = 83.l + 650 \text{ kg}, \quad \ldots \quad 3.$$

wenn sie interimistisch sind, $c = 68$, das Gewicht der Bahn $b = 600$ **kg** und für 1 m Gleis

$$e = 68.l + 600 \text{ kg}. \quad \ldots \quad 4.$$

Für definitive eingleisige Fachwerkbrücken kann annähernd $c = 72$ und im Mittel $b = 600$ **kg**, also

$$e = 72.l + 600 \text{ kg} \quad \ldots \quad 5.$$

angenommen werden.

2. Strafsenbrücken. Für Balkenbrücken mit einfachen Balken ist bei 11 cm starkem Bohlenbelag annähernd $c = 11$ und $b = 150$ **kg**, mithin für 1 qm Brücke

$$e = 11.l + 150 \text{ kg} \quad \ldots \quad 6.$$

und bei 20 cm starker Beschotterung $c = 30$ und $b = 550$ **kg**, mithin für 1 qm Brücke

$$e = 30.l + 550 \text{ kg}. \quad \ldots \quad 7.$$

Für Balkenbrücken mit Sattelhölzern und Kopfbändern ermäfsigt sich c.[3])

Für Balkenbrücken mit verdübelten Balken ist annähernd bei 11 cm starkem Bohlenbelag $c = 10$ und $b = 150$, mithin

$$e = 10.l + 150 \text{ kg} \quad \ldots \quad 8.$$

und bei 20 cm starker Beschotterung $c = 30$ und $b = 550$ **kg**, mithin für 1 qm Brücke

$$e = 30.l + 550 \text{ kg}. \quad \ldots \quad 9.$$

§ 3. Material und Materialwiderstände.

I. Material. Zur Herstellung hölzerner Brücken eignen sich vorzugsweise diejenigen Holzarten, welche geraden Wuchs bei gehöriger Länge und Stärke mit Festigkeit und Dauerhaftigkeit verbinden. Unter den hierbei in Betracht kommenden Nadelholzarten findet Kiefern-, Lärchen-, Tannen- und Fichtenholz die vergleichsweise ausgebreitetste Verwendung zu Trägern und Jochen, während unter den Laubhölzern Eichenholz zu Trägern, Stützen und Grundbauten, Erlenholz zu Grundbauten und Buchenholz zu Brückenbahnbelägen verwendet wird.

---

[2]) Vergl. Heinzerling. Die angreifenden und widerstehenden Kräfte. 2. Aufl., S. 32.

[3]) A. a. O. S. 33.

Kiefern- und Fichtenholz sind die härtesten und schwersten der einheimischen Nadelhölzer und entwickeln wegen ihres bedeutenden Harzgehaltes selbst in feuchter Lage und im Wasser eine Dauer, welche jene des Tannenholzes weit übersteigt und derjenigen des Eichenholzes nahe kommt. Lärchenholz eignet sich wegen seines gleichmäfsigen Harzgehaltes ebenfalls zum Grundbau.

Die Festigkeit und Dauer der erwähnten Holzarten hängt wesentlich von ihrer Fällzeit ab. Versuche haben dargethan, dafs im Dezember, also zur Zeit der ruhenden Lebensthätigkeit des Baumes, gefällte Hölzer vergleichsweise gröfsere Festigkeit und Dauer zeigten, als die unter gleichen Umständen im November oder Februar gefällten. Vor Wiederbeginn der Saftcirkulation müssen die gefällten Stämme entästet, entrindet und trocken gelegt werden, damit die im Winter stockenden Säfte sich verdicken und das Holz gegen Fäulnis und Wurmfrafs schützen.

Das Holz kommt im Brückenbau als unbeschlagenes Holz (Rundholz), als beschlagenes Holz (Kantholz) oder geschnittenes Holz (Schnittholz) zur Verwendung, wobei auch das Kantholz immer seltener mit der Axt beschlagen, sondern meist auf der Säge geschnitten wird. Die stärksten Nadelholzstämme erreichen eine Länge von 30 m und darüber bei einer Zopfstärke bis zu 50 cm, das sog. Starkbauholz hat bei bis zu 35 cm Zopfstärke bis 15 m Länge und wird als Rundholz zu Grund- und Langpfählen, zu Jochen und Trägern besonders interimistischer Brücken, als Kantholz zu Spundpfählen, Holmen und Trägern definitiver Brücken verwandt. Das sog. Mittel- und Kleinbauholz von bezw. 10 bis 12 m Länge bei 20 bis 25 cm Zopfstärke und 8 bis 10 m Länge bei 12 bis 15 cm Zopfstärke dient zur Herstellung der Pfosten, Riegel, Holme und Streben von Brüstungen und zu anderen schwächeren Konstruktionsteilen. Schnitthölzer kommen als Bohlen von 6 bis über 15 cm Stärke und als Bretter von 3 bis 6 cm Stärke bei verschiedener Breite als Beläge von Brücken oder als Spundbohlen zur Verwendung. Die Laubholzstämme kommen nicht mit den regelmäfsigen Abmessungen vor wie die Nadelholzstämme, weshalb für die zu einem Brückenbau nötigen Teile die geeigneten Stämme besonders auszuwählen sind. Die zur Verwendung kommenden Eichenstämme besitzen Längen von 7 m und darüber bei 25 bis 75 cm Durchmesser und werden zu Kant- und Schnittholz von den erforderlichen Abmessungen zersägt.

Da der äufsere, noch nicht völlig ausgebildete Teil eines Holzstammes, der Splint, am weichsten ist, während seine Festigkeit nach dem Kerne hin zunimmt, so sind die aus dem Kerne geschnittenen Teile (Kernholz) fester als die aus dem Splinte geschnittenen. Auf dieser ungleichen inneren Beschaffenheit des Holzes beruhen hauptsächlich die verschiedenen Veränderungen, welche sich beim Trocknen und Verarbeiten desselben zeigen und dessen Werfen, Schwinden und Reifsen veranlassen. Nach Nördlinger beträgt die Gröfse des Schwindens in der Richtung der Fasern, des Stammhalbmessers und der Jahrringe in Prozenten bezw.

bei Fichten	0,0	2,08	2,62	bei Rotbuchen	0,20	5,25	7,03
„ Kiefern	0,0	2,49	2,87	„ Weifsbuchen	0,21	6,82	8,00
„ Erlen	0,30	3,16	4,15	„ Eichen	0,00	2,65	4,10.

Da Baumstämme von freien Standorten an der Südseite mehr als an der Nordseite entwickelt sind, da insbesondere ihre Jahrringe daselbst breiter sind, sie sich also beim Trocknen an der Südseite mehr als auf der Nordseite zusammenziehen und dadurch eine in ihrer Längsrichtung gekrümmte, nach Norden hin konvexe Gestalt annehmen, so sind sie bei ihrer Verwendung zu Trägern mit der Nordseite nach oben zu kehren, damit jenes Bestreben einer Krümmung nach oben einer Durchbiegung durch die Be-

lastung entgegenwirkt. Zu Pfählen und Pfosten ist Ganzholz oder Kernholz von Baumstämmen von geschlossenem Standorte, deren Jahrringe gleichmäfsig entwickelt sind, zu verwenden, damit das Trocknen derselben gleichmäfsig erfolgt und infolge dessen deren Achse gerade bleibt. Bohlen oder Bretter, welche aus dem Kern geschnitten sind, bleiben eben, weil ihr Trocknen an den gegenüber liegenden Seiten gleichmäfsig erfolgt, während dieselben, wenn sie nicht aus dem Kern geschnitten sind, an der Splintseite rascher als an der Kernseite trocknen und deshalb nach der ersteren hin konkav, also nach der letzteren hin konvex werden. Für Beläge eignen sich deshalb Kernholzbretter am besten und bei Verwendung anderer Bretter empfiehlt es sich, deren Kernseite, als die härtere, nach oben zu legen und einem Werfen derselben nach oben durch eine feste Nagelung auch in ihrer Mitte vorzubeugen.

Die Dauer des Bauholzes hängt wesentlich von den Bedingungen ab, unter welchen es verwandt wird. Sobald das organische Leben eines Stammes aufgehört hat, eine höhere Temperatur als 0 Grad herrscht und das Holz gleichzeitig und dauernd der Einwirkung des Wassers und des Sauerstoffs der Luft ausgesetzt wird, sind die Bedingungen der Fäulnis d. h. derjenigen chemischen Zersetzung gegeben, bei welcher sich aus dem Wasserstoff des Wassers und dem Sauerstoff der Holzfaser Wasser bildet, während aus der Holzfaser Kohlensäure und Kohlenwasserstoffverbindungen ausscheiden. Da hierdurch eine allmähliche Zerstörung des Holzes veranlafst wird, so hat die Verwendung desselben so zu geschehen, dafs das Holz möglichst trocken erhalten und der Einwirkung des Sauerstoffs der Luft entzogen wird. Das erstere sucht man teils durch eine den Zutritt des Windes befördernde Anordnung der Konstruktion, teils durch eine beiderseits genügend vorspringende, auch gegen Schlagregen schützende Bedachung, das letztere durch Öl- oder Teeranstriche, welche periodisch zu erneuern sind, zu erreichen. Als ein weiteres Mittel, eine Fäulnis des Holzes zu verhüten, ist die Entfernung oder die chemische Veränderung seiner gährungsfähigen Saftbestandteile durch Auslaugen des Holzes in Wasser oder Tränken (Imprägnieren) desselben mit fäulniswidrigen (antiseptischen) Stoffen. Unter den letzteren haben sich bis jetzt Kreosot, Zinkchlorid und Quecksilbersublimat am meisten bewährt.

Das specifische Gewicht des Holzes ist je nach der Dichtigkeit seiner Masse und seines Gehaltes an Feuchtigkeit sehr verschieden, indem z. B. frischgefälltes Holz bis zum $1\frac{1}{2}$fachen von lufttrockenem Holze wiegt. Nach **Karmarsch** kann man für die wichtigsten Bauhölzer folgende mittlere Zahlen annehmen:

Holzart	in frischem Zustande	in lufttrockenem Zustande
Kiefer	0,944	0,583
Fichte	0,791	0,426
Lärche	0,797	0,519
Weifstanne	0,922	0,599
Eiche	1,006	0,785
Buche	0,980	0,721
Esche	0,852	0,692.

Da bei unbedachten Brücken das Holz ganz durchnäfst werden kann, so empfiehlt es sich, bei statischen Berechnungen das specifische Gewicht 1,0 einzuführen.

II. **Elasticität und Festigkeit des Holzes.** Wird das Holz einem in der Richtung seiner Fasern wirkenden Zug oder Druck ausgesetzt, so wird dasselbe bezw. verlängert oder verkürzt, kehrt aber in seinen früheren Zustand zurück, wenn die auf die Veränderung seiner Länge wirkenden Kräfte die Grenze seiner Elasticität nicht über-

schritten oder unterhalb dieser Grenze sich nicht zu oft wiederholt haben. Nach den mit verschiedenen Holzarten angestellten Versuchen zeigen Buche, Lärche, Tanne, Fichte, Eiche und Esche eine dieser Reihenfolge entsprechend zunehmende Elasticität. Bei Verwendung des Holzes zu bautechnischen Zwecken darf dasselbe weder durch Zug noch durch Druck bis zu seiner Elasticitätsgrenze angestrengt werden, auch hängt diese Anstrengung von den Erschütterungen, welchen die Brücke ausgesetzt sein wird, sowie von der Dauer ab, welche dieselbe entwickeln soll.

Bedeutet für einen Holzstab von 1 qcm Querschnitt

z die Zugspannung, d die Druckspannung,

welcher er unter den in nachfolgender Tabelle angegebenen Umständen höchstens ausgesetzt werden darf,

E den Elasticitätsmodul,

λ_z die jener Zugspannung z entsprechende Verlängerung,

λ_d die jener Druckspannung d entsprechende Verkürzung,

so erhält man bei Verwendung des Materials unter gröfstenteils konstanter Einwirkung der angreifenden Kräfte und unter dem gewöhnlichen Einflufs der Atmosphäre für qcm und kg folgende

Tabelle der Festigkeit und Elasticität der wichtigsten Bauhölzer.

Bezeichnung der Holzarten.	Mäfsige Erschütterungen. Interimistische Brücken.					Definitive Brücken.				
	z kg	d kg	E kg	λ_z	λ_d	z kg	d kg	E kg	λ_z	λ_d
Tanne	190	$^3/_4\, z$	130 000	$\frac{1}{667}$	$^3/_4\, \lambda_z$	100	$^3/_4\, z$	120 000	$\frac{1}{1250}$	$^3/_4\, \lambda_z$
Fichte	160	$^3/_4\, z$	120 000	$\frac{1}{750}$	$^3/_4\, \lambda_z$	80	$^3/_4\, z$	113 000	$\frac{1}{1400}$	$^3/_4\, \lambda_z$
Kiefer	210	$^3/_4\, z$	130 000	$\frac{1}{615}$	$^3/_4\, \lambda_z$	105	$^3/_4\, z$	120 000	$\frac{1}{1154}$	$^3/_4\, \lambda_z$
Lärche	230	$^3/_4\, z$	130 000	$\frac{1}{571}$	$^3/_4\, \lambda_z$	113	$^3/_4\, z$	120 000	$\frac{1}{1071}$	$^3/_4\, \lambda_z$
Eiche	160	$^5/_6\, z$	120 000	$\frac{1}{750}$	$^5/_6\, \lambda_z$	80	$^5/_6\, z$	113 000	$\frac{1}{1400}$	$^5/_6\, \lambda_z$

Die Abscherungsfestigkeit der Hölzer ist sehr verschieden, je nachdem dieselben parallel oder normal zu der Richtung ihrer Langfasern beansprucht werden. Im allgemeinen und im Durchschnitt kann die Abscherungsfestigkeit des Holzes für den qcm

Nadelholz	parallel	zur Faserrichtung zu	5,8 kg
	senkrecht	„ „ „	7,0 „
Eichenholz	parallel	„ „ „	8,0 „
	senkrecht	„ „ „	9,0 „

angenommen werden.

§ 4. Die Verkehrsbahn der hölzernen Brücken. a. Die Verkehrsbahn der hölzernen Eisenbahnbrücken. Die Breite der Brücke bezw. der Abstand der Geländer und der oberen Querverbände richtet sich nach dem Normalprofil des lichten Raumes für die freie Bahn, welches bei normalspurigen Bahnen eine Höhe von 4,8 m über dem Schienenkopf und eine Breite von 4 m, s. Fig. 5, S. 71, bei solchen mit 1 m Spurweite aber 3,75 m Höhe und 2,9 m Breite besitzt.

Die Unterstützung der Fahrschienen wird entweder durch nur je 80 bis 90 cm von einander entfernte Querschwellen, s. T. XX, F. 4 bis 6, oder durch Langschwellen bewirkt, welche auf je 1 bis 2 m entfernten Querschwellen ruhen, s. F. 10 bis 12, 20,

22 u. a. Querschwellen sind jedoch den Langschwellen vorzuziehen. In beiden Fällen werden die Querschwellen etwa 2,5 cm eingeschnitten und durch Bolzen mit den Trägern verbunden. Langschwellen erhalten eine zu den Querschwellen normale Lage und die der nötigen Querneigung der Fahrschienen von $\frac{1}{16}$ bis $\frac{1}{20}$ entsprechende Abschrägung ihrer oberen Fläche. Stöfse der Langschwellen erhalten über einer Querschwelle eine kurze gerade Überplattung, welche mit der letzteren durch einen Bolzen verbunden wird. Bei Anwendung von Querschwellen liegen die Bohlen des Belags der Länge nach auf diesen, s. T. XXI, F. 50, 51, bei Anwendung von Lang- und Querschwellen entweder der Länge nach auf den letzteren (T. XXI, F. 2) oder, wenn auch die Stirnträger gegen Regen geschützt werden sollen, normal zu den Langschwellen, in welchem Falle sie mit Gefäll nach aufsen auf niedrige Längsbalken gelegt werden. Zur Ableitung des Wassers legt man die Bohlen, deren Kanten etwas gebrochen werden, je 2 cm auseinander und bedeckt, zur Verhütung von Feuersgefahr durch die aus den Aschenkästen der Lokomotiven herabfallenden Kohlen, die zwischen den Fahrschienen befindlichen Bohlen mit Schotter, s. T. XXI, F. 2. Zum Abzuge des Wassers giebt man den Bohlen auch wohl eine Krümmung nach oben und unterstützt dieselben durch kleine Klötze von verschiedener der letzteren entsprechenden Höhe. Die Fahrschienen werden in diesem Falle auf die gekrümmten Querbohlen gelegt und unterhalb der letzteren von durchgehenden Langschwellen unterstützt, s. T. XXI, F. 36.[4]) Die Stärke der Bohlen wird durch Rechnung in der weiter unten angegebenen Weise bestimmt und beträgt bei einer freiliegenden Weite von 1, 1,5, 2 und 2,5 m bezw. etwa 5, 6, 7 und 8 cm. Um der aus einer Entgleisung entspringenden Gefahr des Herabstürzens eines Zuges zu begegnen, legt man entweder die Bankette etwas höher oder ordnet innerhalb des Gleises zwei starke, höchstens 5 cm über Schienenkopf sich erhebende Langschwellen, s. T. XXI, F. 23 und T. XXIII, F. 1, sog. Sicherheitsschwellen an, welche zur Vermeidung einer seitlichen Verschiebung mit den Querschwellen verbolzt werden.

Die Windkreuze werden unter den Querschwellen zwischen die Längsbalken oder Gurten der Hauptträger eingeschaltet, s. T. XXI, F. 23 und 27 (bei *m*), und bestehen aus hölzernen Diagonalen, welche sich gegen hölzerne Klötze stemmen können, die entweder mittels durchgehender Querbolzen untereinander oder mittels nur kurzer Bolzen mit den erwähnten Teilen der Hauptträger verbunden sind.

Die Brüstungen, welche bei den kleinsten Objekten oft ganz fehlen, s. T. XX, F. 3 bis 6, bestehen bei gröfseren und höheren Brücken aus 2,5 bis 3 m von einander entfernten, 18 bis 19 cm breiten, 15 bis 16 cm starken Pfosten von etwa 1 m freier Höhe, welche entweder mit den Längsträgern der Balkenbrücken von aufsen oder mit den Querschwellen der mit obenliegender Fahrbahn konstruierten Fachwerkbrücken von der Seite verblattet und verschraubt werden, und aus je 18 bis 19 cm breiten, je 20 bis 21 cm hohen, oben abgerundeten oder besser abgeschrägten Holmen oder Brustriegeln, welche mittels halber, nicht durchgehender Zapfen und eichener Quernägel oder horizontaler Bolzen mit jenen Pfosten verbunden werden, s. T. XX, F. 9 bis 12. In die Pfosten werden am einfachsten noch ein oder zwei Latten seitlich eingelassen und diese an jene genagelt.

Bei Fachwerkbrücken mit unten liegender Fahrbahn werden die Brüstungen durch die Träger selbst ersetzt, s. T. XX, F. 15 bis 18 und 30 bis 33, welche bei einer lichten Höhe von 4,8 m noch ein leichtes Satteldach (T. XXI, F. 23) aufnehmen können,

[4]) Man vergl. hierzu: Wasserdichte Abdeckung hölzerner Eisenbahnbrücken. Deutsche Bauz. 1867, S. 163.



welches den wirksamsten Schutz gegen Regen gewährt, und hierdurch zu einer ungleich längeren Dauer der Konstruktion beiträgt. Der Dachstuhl selbst besteht aus gewöhnlichen, je 1,5 bis 2 m von einander entfernten Dreiecksbindern, deren Querbalken mit den durch Pfetten und kurze Streben unterstützten Sparren, welche schwache Dachpfetten samt der aus Schalung und Dachpappe oder Dachfilz bestehenden Deckung aufnehmen, verbunden sind. Der auf die hierdurch vergröfserte Angriffsfläche wirkende Windstofs wird nötigenfalls durch kräftige, auf die Joche oder Fachwerkpfeiler seitlich abgestützte Streben aufgehoben.

Da die Fahrschienen der Eisenbahnbrücken durch Querschwellen unterstützt werden, welche auf zwei oder drei Hauptträgern ruhen, so ergiebt sich im ersteren Falle, wenn mit b die Breite, mit p die gröfste zulässige Druckfestigkeit der Schwelle, mit l_1 der Abstand der Fahrschiene von dem Auflager der Querschwelle und mit Q der gröfste Raddruck der Lokomotive bezeichnet wird, mit Bezug auf Fig. 1, die Stärke der letzteren aus $Q\,l_1 = p\,\frac{b\,h^2}{6}$

$$h = 2{,}45\sqrt{\frac{Q\,l_1}{p\,b}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 10.$$

und, wenn der Querschnitt der gröfsten Tragfähigkeit, also $b = \frac{5}{7}\,h$, angenommen wird,

$$h = 2{,}03\sqrt[3]{\frac{Q\,l_1}{p\,b}}, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 11.$$

worin p, je nachdem eichene oder kieferne Querschwellen angewandt werden, für den qcm zu bezw. 66 und 60 **kg** angenommen werden kann.

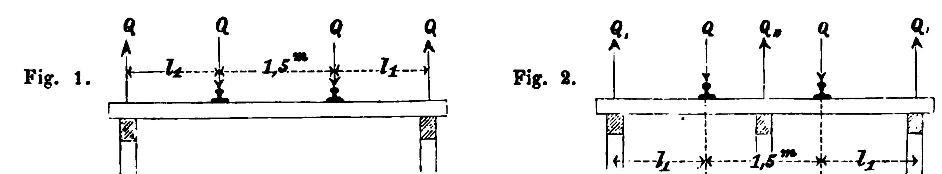


Fig. 1.

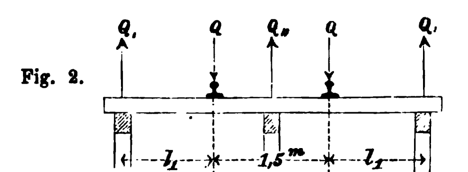


Fig. 2.

Befindet sich im letzteren Falle jede Fahrschiene in der Mitte zwischen zwei Hauptträgern, so beträgt der Druck auf die beiden Endträger je $\frac{5}{16}\,Q$ und auf den Mittelträger $\frac{22}{16}\,Q$, mithin ergiebt sich, ohne Berücksichtigung der Elasticität der Stützen und unter Beibehaltung der früheren Bezeichnungen, aus $\frac{5}{16}\,Q\,l_1 = p\,.\,\frac{b\,h^2}{6}$, mit Bezug auf Fig. 2, die Stärke der Querschwelle

$$h = 1{,}37\sqrt{\frac{Q\,l_1}{p\,b}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 12.$$

und, wenn $b = \frac{5}{7}\,h$ gesetzt wird,

$$h = 0{,}76\sqrt[3]{\frac{Q\,l_1}{p}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 13.$$

Vorstehende Gleichungen lassen sich zur Berechnung der Querschwellenstärken auch dann noch verwenden, wenn die Fahrschienen nicht vollkommen in der Mitte zwischen den Trägern liegen, wenn für l_1 nur der gröfsere ihrer Abstände von dem End- und Mittelträger eingeführt wird. Auch lassen sich diese Abstände so wählen, dafs jene Drücke auf die drei Längsbalken einander gleich werden.

Die Mafse der Querschwellen, welche die Last der Eisenbahnzüge auf die Hauptlängsträger zu übertragen haben, werden nach Anordnung, insbesondere nach der Zahl und Entfernung der Tragbalken, sowie nach dem Gewichte der sie befahrenden Maschine zweckmäfsig im voraus berechnet und tabellarisch zusammengestellt. Legt man z. B.

bei Anwendung von je zwei Hauptträgern Entfernungen derselben von je 2 bis 4,5 m von Mitte zu Mitte und bei Anwendung von je drei Hauptträgern Entfernungen derselben von je 2,5 bis 4 m zu Grunde, so ergeben sich für leichte und schwere Maschinen von bezw. 30000 kg Gewicht mit Tender bei 10 800 kg gröfstem Achsendruck und 67 800 kg Gewicht mit Tender bei 12 100 kg gröfstem Achsendruck nachstehende

Mafse der Querträger, welche die Last der Eisenbahnzüge auf die Hauptträger übertragen.[5])

Anordnung der Tragbalken.	Stärke der Querschwellen. Distanz = 0,8 bis 1 m von Mitte zu Mitte		Anordnung der Tragbalken.	Stärke der Querschwellen. Distanz = 2 m von Mitte zu Mitte	
	für leichte Maschinen.	für schwere Maschinen.		für leichte Maschinen.	für schwere Maschinen.
2,0 m	25/20 [b/h]	25/20	2,0 m	25/20	25/25
2,5	25/25	25/25	2,5	25/25	25/32
3,0	25/28	25/30	3,0	25/30	28/38
3,5	25/32	25/35	3,5	25/35	32/40
4,0	28/35	28/38	4,0	30/35	35/45
4,5	30/38	32/38	4,5	30/40	35/48
2,5	25/20	25/20	2,5	25/20	25/28
1,5 | 1,5	25/24	25/25	1,5 | 1,5	25/25	25/32
1,5 | 1,5	25/20	25/22	1,5 | 1,5	25/22	25/28
2,0 | 2,0	25/30	25/32	2,0 | 2,0	25/32	30/38
2,0 | 2,0	25/28	25/28	2,0 | 2,0	25/28	28/35

Der Längsbohlenbelag der Querschwellen wird bei Eisenbahnbrücken je nach deren Abstand zu 3 bis 5 cm angenommen.

[5]) Vergl. W. Pressel. Normalien der k. k. priv. Südbahngesellschaft für hölzerne Brücken. Wien 1867.

b. Die Verkehrsbahn der hölzernen Strafsenbrücken.[6]) Die Breite einer Strafsenbrücke beträgt, je nachdem sie von einem oder mehreren Fuhrwerken zugleich befahren werden soll, 4 bis 8 m, wovon bezw. 2,5 bis 5,5 m auf die Fahrbahn und je 0,75 bis 1,5 m auf die beiden Bankette kommen. Nicht selten wird die Fahrbahn doppelspuriger Strafsenbrücken zu 5 m und jedes ihrer Bankette zu 1,25 m, mithin die lichte Gesamtbreite zu 7,5 m angenommen.

Die Fahrbahn erhält im einfachsten Falle bei schwachbefahrenen Brücken einen einfachen Belag von 10 bis 15 cm starken Querbohlen oder bei starkbefahrenen Brücken zwei Querlagen von Bohlen (s. T. XXII, F. 12 und 21), wovon nur die 12 bis 18 cm starke untere als tragend anzusehen ist, während die 4 bis 6 cm starke obere, bevor sie ganz durchgefahren ist, ausgewechselt wird. In einzelnen Fällen hat man einen nach oben konvexen Belag von Langbohlen angewandt und dieselben durch eine entsprechend geformte, auf einer unteren Bohlenlage ruhende Beschotterung unterstützt, s. T. XXIII, F. 9.

Zu den Bohlenbelägen wird gewöhnlich Kiefernholz verwendet, welches jedoch nach den bei der Brücke über den Rhein bei Cöln angestellten Versuchen[7]) unter übrigens gleichen Umständen mehr abgenutzt wird, als Eichenholz und namentlich Buchenholz. Das letztere wird zur Zeit auch von anderer Seite zu diesem Zweck empfohlen und es liegen verschiedene Mitteilungen vor über Abmessung und Schnitt der Bohlen sowie über deren Dauer und Kosten.[8])

Die Querbohlen bedürfen zu ihrer Unterlage entweder einer hinreichenden Anzahl je 0,75 bis 1,25 m von einander entfernter, 20 bis 22 cm breiter und 25 bis 30 cm hoher Längsbalken, sog. Strafsenträger, s. T. XXII, F. 21 und T. XXIII, F. 9, 14, 22, 25, oder, wenn Hauptträger mit gröfserem Abstande vorhanden sind, ähnlicher Längsbalken, welche mittels je 1,5 bis 2,5 m von einander entfernter, 20 bis 25 cm breiter und 25 bis 35 cm hoher Querschwellen auf jenen ersteren ruhen, s. T. XXII, F. 5, 14, und T. XXIII, F. 20.

Um den einfachen Bohlenbelag vor dem Zerfahren zu schützen und die Last der Fuhrwerke etwas zu verteilen, wird derselbe nicht selten mit Saumschwellen eingefafst und mit einer 5 bis 15 cm starken Beschotterung aus grobem aber reinem Kies bedeckt, s. T. XXI, F. 38, 46, T. XXII, F. 5, 6 und T. XXIII, F. 11, 14, 25, erhält aber hierdurch eine ungleich gröfsere ständige Belastung. Das letztere gilt in noch höherem Grade von der auf einem Bohlenbelage ruhenden Packlage mit einer darüber ausgebreiteten Beschotterung, s. T. XXI, F. 43, sowie von dem auf einer Sandschicht ruhenden Steinpflaster, welches aufserdem das Austrocknen der Bohlen hindert und eine öftere Kontrole und Auswechselung des Belags sehr erschwert. Leichter und elastischer ist das Holzpflaster, welches meist aus quadratischen, 12 bis 18 cm hohen, geteerten Klötzen aus Nadelholz besteht, welche mit den Hirnenden auf eine etwa 5 cm hohe Sandschicht oder besser direkt auf den Bohlenbelag gestellt werden. Das Holzpflaster, so zweckmäfsig es bei bedachten Brücken ist, hat den Nachteil, dafs es bei unbedachten Brückenbahnen in der Nässe aufquillt und dann allmählich in seine nach oben offenen Poren Sand aufnimmt, welcher die einzelnen Klötze und dadurch die seitlichen Einfassungen auseinander treibt. Später wandte man daher das Verfahren an, die Klötze zu legen, wobei die oben sichtbaren Fasern infolge des Verkehrs bald einen dichten Filz bilden, welcher

---

[6]) Vergl. auch die Bemerkungen über Ausführung der Brückenbahn in § 15 dieses Kapitels.

[7]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1868, S. 175 ff.

[8]) Vergl. Centralbl. der Bauverw. 1882, S. 172 und Deutsche Bauz. 1885, S. 440 ff.

sich zugleich „sanft fährt“. In der neuesten Zeit werden Pflasterklötze aus splintfreiem Buchenholz, welche gut ausgetrocknet und unter Anwendung von Dampfdruck mit heifsem Teer imprägniert sind, besonders empfohlen.[9]) Mit dem Hirnholzschnitt und möglichst engen Fugen auf eine Cement-Bettung verlegt, soll sich solches Buchenholzpflaster auch sehr widerstandsfähig gegen Fäulnis zeigen, doch dürften vor ausgedehnter Anwendung die Ergebnisse weiterer Versuche und längerer Erfahrung abzuwarten sein.

Die Fufsbahn wird bei schmalen, von Fufsgängern wenig benutzten Brücken ganz weggelassen oder mit der Fahrbahn vereinigt (T. XXII, F. 5, 6 und T. XXIII, F. 11, 14), bei breiten, starkbegangenen Brücken meist aus Quer- oder Längsbohlen hergestellt, s. T. XXI, F. 47 und T. XXIII, F. 9. Besteht die Fahrbahn aus einem doppelten Bohlenbelag, so läfst man an den Seiten nur den unteren durchgehen und als Bankett dienen (T. XXII, F. 12 u. 21); besitzt die Fahrbahn eine durch Saumschwellen eingefafste Beschotterung, so werden diese meist zugleich als Rinnen (T. XXI, F. 46) und Unterstützungen quer liegender Bankettbohlen benutzt (T. XXIII, F. 9), welche aufserdem durch mehrere Langschwellen unterstützt werden und ein Gefälle nach aufsen oder nach den Rinnen erhalten. Die Ableitung des Wassers, welche man hier meist durch mehrere senkrecht in die Rinnen eingesetzte, nicht zu kurze Blechröhren bewirkt, wird noch vollständiger erreicht, wenn zwischen der Saumschwelle der Fahrbahn und der ihr zunächst liegenden Langschwelle der Fufsbahn ein Zwischenraum bleibt, durch welchen das Tagewasser direkt ablaufen kann.

Die 0,75 bis 1 m hohe Brüstung, s. T. XXI, F. 37, 38, 39, die bei kleinen Bauwerken ganz wegfällt, wird, wie bei den Eisenbahnbrücken, aus Pfosten mit Holmen und Brustriegeln konstruiert, welche mit den Lang- oder Querschwellen der Brückenbahn sowie unter sich durch Zapfen und hölzerne Nägel verbunden werden. Die wirksamste seitliche Absteifung der Geländerpfosten bilden Streben, welche mit den Pfosten und den etwas verlängerten Querschwellen verzapft (F. 44, 46) oder besser überblattet werden, s. F. 45. Die Füllung der Brüstung besteht gewöhnlich aus einfachen (F. 37 und 44 bis 46) oder aus je zwei übereinander angebrachten Riegeln (F. 38 und T. XXII, F. 7 u. 16, 17) oder, behufs besserer Längsversteifung der Geländerpfosten, aus überblatteten, zwischen die letzteren eingezapften Kreuzstreben, s. T. XXII, F. 8, 9. Die Geländerfüllungen reicherer, z. B. in Städten erbauter Brücken bestehen teils aus vollerem facettierten Stabwerk, teils aus abgehobelten, in die Brustriegel eingenuteten und mit der Laubsäge ausgeschnittenen Brettern, welche zur Vermeidung von Fäulnis unten nicht bis zum Bohlenbelag reichen, sondern von innen an einen Querriegel angenagelt werden. Bei Fachwerkbrücken mit unten liegender Brückenbahn ersetzen die Träger die Brüstungen und eignen sich, bei einer lichten Höhe derselben von 4 bis 5 m, zur unmittelbaren Aufnahme eines leichten Satteldachs, welches, wegen der geschlossenen und hierdurch minder leicht austrocknenden Strafsenbahn, hier noch wichtiger als bei Eisenbahnbrücken erscheint, übrigens wie bei diesen konstruiert wird. Bei Hängwerkbrücken können die Träger die Brüstungen teilweise ersetzen, weshalb man zwischen denselben noch besondere Pfosten und Riegel anbringen mufs, s. T. XXIII, F. 21 u. 22.

Was die statische Berechnung betrifft, so läfst sich — da die Brückenbahn der Strafsenbrücken meist aus einem Bohlenbelag ohne oder mit Beschotterung besteht, bei welchem die Bohlen quer auf die Träger genagelt oder geschraubt werden — wegen der hierdurch entstehenden Verschwächung der Bohlen über ihren Unterlagen, von einer

---

[9]) Vergl. Deutsche Bauz. 1885, S. 22 u. S. 442.



Kontinuität der letzteren absehen. Bezeichnet nun β die Breite und δ die Dicke der Bohlen, so ist, da ihr eigenes Gewicht in den meisten Fällen vernachlässigt werden kann, für deren gröfste freiliegende Weite l und gröfste zulässige Anspruchnahme p bei einem in ihrer Mitte wirkenden gröfsten Raddruck Q, aus $Q \frac{l}{4} = p \cdot \frac{\beta \delta^2}{6}$ ihre erforderliche Stärke

$$\delta = 1,22 \sqrt{\frac{Q\, l}{p\, \beta}} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 14.$$

Bei einer gröfsten, gleichförmig auf die Flächeneinheit verteilten, aus Verkehr und Eigengewicht zusammengesetzten Belastung q ergiebt sich aus $\frac{q\, l^2}{8} = p \cdot \frac{\delta^2}{6}$, die Bohlenstärke

$$\delta = 0,87\, l \sqrt{\frac{q}{p}}, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 15.$$

worin die Verkehrsbelastung zu 350 **kg**, das Eigengewicht bei Anwendung von Beschotterung zu 300 bis 400 **kg** für den **qm** und, je nachdem eichene oder kieferne Bohlen verwendet werden, p zu bezw. 66 und 60 **kg** für den **qcm** angenommen werden kann.

§ 5. Die Balkenbrücken mit einfachen und verdübelten Balken. a. Eisenbahnbrücken. Die Tragbalken der Eisenbahnbrücken werden für Spannweiten von nur 1 bis 3 **m** einfach genommen, für Spannweiten von 3 bis 16 **m** aus je 2 bis je 6 Balken zusammengesetzt. Da bei einer Verzahnung derselben selten die erforderliche Genauigkeit in der Bearbeitung der Zähne erreicht werden kann, auch ein Verlust in der Gesamthöhe und somit an Tragfähigkeit des Balkens entsteht, ferner bei einer Verdübelung mit schräg eingesetzten Bohlenstücken ebenfalls die erforderliche Genauigkeit in der Bearbeitung nur schwer zu erreichen ist, bei beiden aber eine nachteilige Senkung des Trägers nicht wohl verbessert werden kann, so empfiehlt sich eine Zusammensetzung übereinander gelegter Tragbalken durch wagrecht eingezogene, aus schlanken eichenen Keilen bestehende Dübel, welche leicht genau eingepafst und nach Bedürfnis angetrieben werden können. Zwischen diese Balken werden, um der Luft Zutritt zu verschaffen, um an Balkenhöhe zu gewinnen und um das Absplittern der Balken, welches durch allzustarkes Antreiben der Keile entstehen kann, zu verhindern, kleine Brettstücke, sog. Futterhölzer, eingelegt und durch die Verbindungsbolzen an die Balken festgeprefst, s. T. XXI, F. 36 u. 37. Die hierdurch erzeugte starke Reibung vermindert den Seitendruck auf die Dübel, welche alsdann nur auf Scherung beansprucht werden. Die zusammengesetzten Tragbalken erhalten zur Herstellung einer soliden Verbindung an ihren Stöfsen über den Zwischenjochen Sattelhölzer, welche zugleich zur Vermehrung ihrer Tragfähigkeit beitragen, s. T. XX, F. 26 u. 28.

Werden die Querschwellen zwischen oder auf die Tragbalken gelegt, so erfordert die Versteifung der Brückenbahn Unterzüge, welche, wenn kein Tragbalken unter der Gleismitte liegt und der Abstand der beiden Seitenträger 3 **m** übersteigt, zugleich Stützpunkte wagrechter Versteifungskreuze bilden. Liegen diese Unterzüge nicht über 2 bis 4 **m** auseinander, so reichen sie bei Anwendung von leichten Maschinen zur nötigen Seitenversteifung der Träger aus. Wo Windkreuze nötig sind, erfordern dieselben nur 6 bis 10 **cm** starke Bohlen, welche übereinander gelegt und mit den Unterzügen durch Schrauben oder starke Nägel verbunden werden.

Um hohe, aus vier und mehr einfachen Balken zusammengesetzte Träger seitlich abzusteifen, werden zwischen die Querschwellen und jene Unterzüge vertikale Kreuz-

büge eingesetzt (T. XX, F. 10, 11 und T. XXI, F. 36, 37), welche sich gegen die Tragbalken stemmen und von den seitlich angebrachten, dieselben lotrecht absteifenden doppelten Pfosten, deren äufsere verlängert sind und zugleich die Geländerpfosten bilden, gefafst werden, s. F. 36, 37. Bei oben liegender Brückenbahn sind die Querschwellen 3 bis 5 cm tief mit den Trägern überkämmt, die Unterzüge dagegen nur auf je 5 cm mit ihnen verblattet, wobei diese höchstens je 1 cm eingeschnitten werden. Die Langschwellen und Querschwellen werden auf je 3 cm überblattet, wobei die Schwächung der Querschwelle nicht über je 1 cm betragen darf. Der Bohlenbelag erhält eine Stärke von 5 bis 6 cm und zwar werden die Bohlen mit Leisten und Holzschrauben untereinander zu Tafeln verbunden. Die Geländer, deren Höhe 0,9 bis 1,2 m beträgt, sind in der früher angegebenen Weise anzuordnen und hierbei die Geländerpfosten entweder an die Querschwellen, Träger und Unterzüge, s. T. XXI, F. 36 u. 37, oder an die Quer- und Saumschwellen oder an die letzteren und an die Träger zu schrauben, s. T. XXI, F. 38, 39.

Die gröfsten Spannweiten der Eisenbahnbrücken mit verdübelten Balken hängen, aufser von der Anzahl ihrer Tragbalken, auch davon ab, ob diese Brücken mit leichten oder schweren Lokomotiven befahren werden und nur vorübergehende oder möglichst lange Dauer entwickeln sollen. Legt man Balkenhöhen von 0,67 bis 1,72 m zu Grunde, so ergeben sich für 2, 3 und 4 Tragbalken und für Lokomotiven von 30 000 kg und 67 800 kg Gewicht einschl. Tender die nachstehenden Maximalweiten (s. Tabelle S. 391).

Die drei letzten Horizontalspalten dieser Tabelle enthalten zugleich die theoretischen Maximalspannweiten interimistischer und definitiver Howe'scher Fachwerkbrücken, vergl. § 7, von 2,34 bis 6,04 m Höhe mit je 2 Trägern für leichte und schwere Lokomotiven mit den angegebenen Gewichten.

b. Strafsenbrücken. Die einfachen Tragbalken der 1 bis 5 m weiten Strafsenbrücken erhalten entweder durchweg gleiche oder unter der mehrbelasteten Fahrbahn eine etwas geringere Entfernung als unter den Fufswegen und ruhen bei Anwendung hölzerner Joche auf deren Holmen, bei steinernen Pfeilern auf einfachen oder doppelten eichenen Mauerschwellen, in welche die Balken zur Vermeidung einer seitlichen Verschiebung etwa 2,5 cm eingelassen werden. Um die Mauerschwellen vor Fäulnis zu schützen, werden dieselben auf einzelne, etwas überhöhte Steine gelegt, s. T. XXIII, F. 14, während dem übrigen Teil der Mauer eine Abwässerung nach der Laibung hin gegeben wird. Die Balkenenden müssen trocken und luftig liegen und werden deshalb mit vor Hirn gelegten Querbohlen verwahrt. Bei breiter Mauerkrone führt man hinter den Balkenenden eine niedrige Stützmauer auf und läfst zur Beförderung des Luftzugs zwischen beiden einen Zwischenraum von 2 bis 5 cm. Bei Balkenbrücken mit Zwischenjochen werden die Balken auf die Holme der letzteren gelegt und überdies durch Sattelhölzer ohne oder mit Dübeln, T. XXIII, F. 6 u. 9, Kopfbänder (Büge), Sattelhölzer mit Kopfbändern oder Sattelhölzer auf eisernen Konsolen, s. T. XXIII, F. 6, unterstützt, bei solchen mit Zwischenpfeilern legt man die Balken auf doppelte Mauerschwellen und verbindet sie an den Stöfsen durch untergelegte und mit ihnen verschraubte Sattelhölzer. Die verdübelten Tragbalken der Strafsenbrücken erhalten meist einen Abstand von 1,5 bis 2,5 m und nehmen Querschwellen mit den je 0,75 bis 1,25 m entfernten Strafsenträgern auf, sie sind der geringeren Belastung entsprechend schwächer, jedoch in ähnlicher Weise wie diejenigen der Eisenbahnbrücken konstruiert.

Theoretische Maximalspannweiten für interimistische und definitive Balkenbrücken.[10])

Querschnitt.		Anzahl der Tragbalken.	Maximalspannweite für die Belastung mit leichten Lokomotiven.[1])		Maximalspannweite für die Belastung mit schweren Lokomotiven.[2])	
Höhe der Träger.	Konstruktion der Träger.		Interimsbrücken m	Definitive Brücken m	Interimsbrücken m	Definitive Brücken m
0,67 m		2	7,1	5,8	4,9	3,9
		3	9,5	7,6	6,4	4,8
		4	11,5	9,3	7,7	5,9
1,02 m		2	13,2	10,0	8,2	6,4
		3	15,7	12,4	10,5	8,0
		4	17,9	16,1	12,2	10,8
1,37 m		2	19,6	15,8	13,4	10,5
		3	24,2	18,9	17,1	13.0
		4	27,4	22,0	20,1	15,1
1,72 m		2	21,9	17,2	15,4	11,5
		3	26,2	21,0	18,7	14,2
		4	29,4	23,6	21,8	17,0
0,92 m		2	11,2	8,6	7,0	5,4
		4	16,5	13,1	10,8	8,4
1,62 m		2	21,0	16,2	13,5	10,8
		4	27,7	22,5	20,4	16,1
2,34 m		2	38,6	31,5	29,8	23,9
3,48 m		2	48,7	39,0	38,1	30,7
6,04 m		2	65,9	54,6	53,8	43,6

[1]) Gewicht einer leichten Lokomotive samt Tender 30 000 kg, gröfste Achsenbelastung 10 800 kg.

[2]) Gewicht einer schweren Lokomotive samt Tender 67 800 kg, gröfste Achsenbelastung 12 100 kg.

c. **Statische Berechnung.** *α.* **Die Balkenbrücken mit massiven Balken.** Bei Spannweiten von Eisenbahn- oder Strafsenbrücken unter 1,5 m ist der durch den Verkehr erzeugte Anteil des Angriffsmomentes auf eine Einzellast (gröfster Raddruck einer Lokomotive oder eines Lastwagens), bei Spannweiten derselben zwischen 1,5 und etwa 5 m auf ein System von Einzellasten (gröfste Raddrücke eines Eisenbahnzugs und eines Lastwagens oder mehrerer derselben), bei Spannweiten derselben über 5 m auf eine äquivalente, gleichförmig verteilte Verkehrslast, ferner der durch das Eigengewicht der Brückenbahn und der Träger erzeugte Anteil desselben in allen drei Fällen auf eine gröfste gleichförmig verteilte Last zu beziehen. Bezeichnet

Q jene auf die Brücke wirkende Einzellast,

l die freitragende Länge der an den Enden frei aufliegenden Balken,

[10]) Vergl. W. Pressel. Normalien der k. k. priv. Südbahngesellschaft für hölzerne Brücken. Wien 1867.

so ist deren gröfstes Angriffsmoment

$$ {}^{s}M_{max} = Q \frac{l}{4} \quad \ldots \quad 16. $$

Versteht man unter e die gröfste über die Brücke verteilte ständige Belastung für deren Längeneinheit, so ist

$$ {}^{s}M_{max} = \frac{e l^2}{8}, \quad \ldots \quad 17. $$

mithin für Spannweiten unter 1,5 m das Gesamtmoment

$$ {}^{s}M_{max} = Q \frac{l}{4} + \frac{e l^2}{8}. \quad \ldots \quad 18. $$

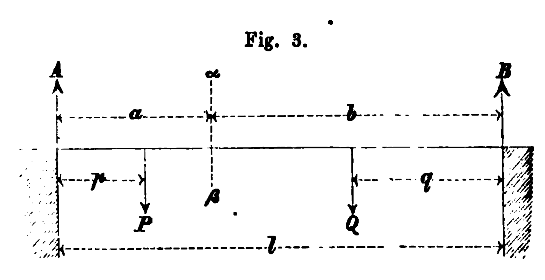


Fig. 3.

Nennt man P und Q die links und rechts von einem beliebigen, durch den Träger geführten Schnitte $\alpha\beta$ gelegenen Lasten, p und q bezw. deren Abstände von der linken und rechten Stütze, a und b die Abstände jenes Querschnittes von der linken Stütze A und der rechten Stütze B, s. Fig. 3, so ist das auf den Querschnitt $\alpha\beta$ bezogene Angriffsmoment

$$ {}^{s}M = P \frac{p}{l} \cdot b + Q \frac{q}{l} \cdot a, \quad \ldots \quad 19. $$

welches sein Maximum für die ungünstigste Laststellung erreicht, d. h. wenn eine möglichst grofse Last über jenem Querschnitt steht und für deren Verschiebung die Beziehung

$$ Pb - Qa \gtrless 0 \quad \ldots \quad 20. $$

stattfindet. Die Gleichung für ${}^{s}M$ gilt auch noch, wenn P und Q die Resultanten bezw. der Einzellasten $P_1\, P_2 \ldots P_m$ und $Q_1\, Q_2 \ldots Q_n$, ferner p und q die Abstände dieser Resultanten bezw. von der linken und rechten Stütze darstellen. Unter Annahme der ungünstigsten Laststellung ergiebt sich daher für die Spannweite l das gröfste Angriffsmoment

$$ {}^{s}M_{max} = \frac{Pp}{l} \cdot b + \frac{Qq}{l} \cdot a + \frac{e l^2}{8}. \quad \ldots \quad 21. $$

Bedeutet v das gröfste, auf die Längeneinheit gleichförmig verteilte, äquivalente Verkehrsgewicht der Brücke, so erhält man das gröfste Angriffsmoment

$$ {}^{s}M_{max} = (v + e) \frac{l^2}{8}. \quad \ldots \quad 22 $$

Da für einen hölzernen Balken mit rechteckigem Querschnitt von der Breite b, der Höhe h und der gröfsten zulässigen Druckfestigkeit k das kleinste Widerstandsmoment ${}^{w}M_{min} = k \cdot \frac{b h^2}{6}$ ist, so erhält man für n rechteckig beschlagene Balken bei den kleinsten Spannweiten, wo nur eine Einzellast auf der Brücke Platz findet,

$$ Q \frac{l}{4} + e \frac{l^2}{8} = n \cdot k \frac{b h^2}{6}, \quad \ldots \quad 23. $$

bei gröfseren Spannweiten und wo mehrere Einzellasten Platz finden,

$$ \frac{Pp}{l} \cdot b + \frac{Qq}{l} \cdot a + \frac{e l^2}{8} = n \cdot k \frac{b h^2}{6}, \quad \ldots \quad 24. $$

oder, wenn eine hinreichende, gleichförmig verteilte Äquivalentbelastung angenommen wird,

$$ (v + e) \frac{l^2}{8} = n \cdot k \frac{b h^2}{6}. \quad \ldots \quad 25. $$

Wird mit γ das Gewicht der kubischen Einheit des angewandten Holzes, mit f das Gewicht der Längeneinheit Brückenbahn mit Einschlufs der Brüstungen u. s. w. bezeichnet, so ist hierin $e = n b h \gamma + f$. Wird der Querschnitt der gröfsten Tragfähigkeit angenommen, also $b = \frac{5}{7} h$ gesetzt, so lassen sich aus vorstehenden Gleichungen

entweder, wenn die Balkenstärken gegeben sind, die gröfsten zulässigen Belastungen, oder, wenn die Belastungen gegeben sind, die kleinsten zulässigen Höhen h der hölzernen Träger ermitteln. Auf diese Weise erhält man beispielsweise aus der letzten Gleichung für Brücken mit gröfseren Spannweiten die gröfste zulässige Belastung ihrer Längeneinheit

$$v = \frac{20}{21} p \cdot n \frac{h^3}{l} - \left(\frac{5}{7} n h^2 \gamma + f\right), \quad \ldots \ldots \ldots \quad 26.$$

woraus bei einer Breite β der Brücke die Tragfähigkeit der Quadrateinheit $v_{,} = \frac{v}{\beta}$ gefunden wird, und zur Bestimmung der Balkenhöhen die Gleichung

$$h^3 - \frac{3}{4} \cdot \frac{\gamma l^2}{k} \cdot h^2 = \frac{3,7}{4,5} \cdot \frac{l^2}{k n} (v + f), \quad \ldots \ldots \ldots \quad 27.$$

worin man $v' \beta$ statt v zu setzen hat, wenn die Verkehrsbelastung für die Quadrateinheit der Brücke gegeben und einzuführen ist.

Bei Balkenbrücken mit mehreren Öffnungen sieht man am sichersten von einer Kontinuität der Balken über den Mitteljochen ganz ab, da die Stöfse und Befestigungen der Balken an diesen Stellen eine nicht unbedeutende Schwächung veranlassen.

β. **Die Balkenbrücken mit verdübelten Balken.** Da die Träger dieser Brücken aus mehreren getrennten, meist rechteckigen Balken bestehen, welche untereinander stellenweise durch Dübel und Schrauben mit dem Bolzendurchmesser d verbunden sind, so ist, wenn k die gröfste zulässige Pressung und a_k den Abstand der gedrücktesten Faser von der neutralen Achse bezeichnet, mit Bezug auf Fig. 4 das in dem Widerstandsmomente ${}^wM = k \frac{t}{a_k}$ enthaltene Trägheitsmoment

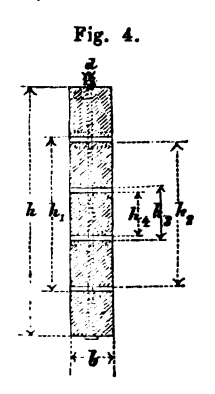
$$t = \frac{(b-d)}{12} \left[h^3 - h_1^3 + h_2^3 - h_3^3 + h_4^3 - \ldots\right] \quad \ldots \ldots \ldots \quad 28.$$

zu setzen, worauf das Widerstandsmoment wegen $a_k = \frac{h}{2}$ allgemein den Wert

$${}^wM_{\min} = k \frac{(b-d)}{6h} \left[h^3 - h_1^3 + h_2^3 - h_3^3 + h_4^3 - \ldots\right] \quad \ldots \ldots \quad 29.$$

annimmt, indem für Träger z. B. mit 2 und 3 verdübelten Balken bezw. $h_2, h_3 \ldots$ und $h_3, h_4 \ldots$ Null zu setzen ist.

Fig. 4.



Da die Dübel sowohl einer Zerdrückung als auch, unter Einwirkung der horizontalen Scherkraft, einer Abscherung zu widerstehen haben, ferner ein Abscheren des zwischen zwei Dübeln befindlichen Balkenstücks nicht eintreten darf, so sind die Abmessungen und die Entfernungen der Dübel hiernach zu bestimmen. Bezeichnet V die in einem beliebigen Querschnitt wirkende vertikale Scherkraft, t das Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts, und ${}^sM_y$ das statische Moment des zwischen der äufsersten und der im Abstand y von der neutralen Achse gelegenen Faserschichte befindlichen Flächenteils, so ist bekanntlich die horizontale, auf die Längeneinheit wirkende Scherkraft

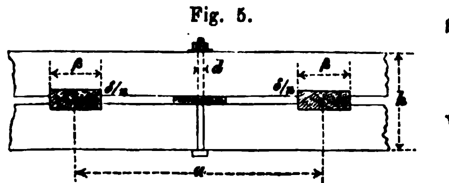
$$H_s = \frac{V \cdot {}^sm_y}{t}, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 30.$$

welche demnach sowohl von der äufsersten nach der neutralen Faserschichte hin als auch von der Trägermitte nach den Trägerenden hin zunimmt, daher sowohl in der neutralen Faserschichte, als auch über den Balkenlagern ihr Maximum erreicht.

Für Träger mit zwei und vier verdübelten Balken von der Breite b und der Gesamthöhe h wird, wenn annähernd der Querschnitt massiv, also $t = \frac{b h^3}{12}$ angenommen wird, in der neutralen Achse, für welche $y = 0$, also ${}^sM_y = \frac{b h^2}{8}$ ist, die horizontale Scherkraft

$$H_s = \frac{3}{2} \cdot \frac{V}{h} \cdot \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 31.$$

Für Träger mit drei verdübelten Balken von der Breite b und der Gesamthöhe h wird für dasselbe Trägheitsmoment in einer um $\frac{h}{3}$ von der äufsersten abstehenden Faserschichte $'m_y = \frac{b h^2}{9}$, also


Fig. 5.

$$H_s = \frac{4}{3} \cdot \frac{V}{h} \quad \ldots \quad 32.$$

Wird allgemein

$$H_s = \alpha \cdot \frac{V}{h} \quad \ldots \quad 33.$$

gesetzt, so ist für den Fall des Gleichgewichtes — wenn m Schrauben mit der Reibung R auf den Abstand a je zweier Dübel kommen, b die Breite der Balken und $\frac{\delta}{n}$ der Eingriff eines Dübels in einen Balken ist — wenn kein Zerdrücken des Balkens bezw. Dübels stattfinden soll, mit Bezug auf Fig. 5:

$$H_s\, a - m\, R = k \cdot \frac{b\,\delta}{n} \quad \ldots \quad 34.$$

Wird in diese Gleichung der allgemeine Wert von H_s eingeführt und angenommen, dafs jede Schraube von der Querschnittsfläche $\frac{\pi d^2}{4}$ auf ihre volle Zugfestigkeit z beansprucht wird, so ist — wenn μ den Reibungskoeffizienten von Holz auf Holz bezeichnet — die notwendige Entfernung der Dübel

$$a = \frac{h}{\alpha V} \left(k \frac{b\,\delta}{n} + \mu\, m\, z \frac{\pi d^2}{4}\right), \quad \ldots \quad 35.$$

worin $\mu = 0{,}5$ für interimistische und $\mu = 0{,}3$ für definitive Brücken, $m = \frac{1}{2}$ für Strafsenbrücken und $m = 1$ für Eisenbahnbrücken, ferner $d = \frac{b}{10}$ angenommen werden kann.

Soll ein Abscheren des Dübels nicht stattfinden, so ist, wenn die durch den Bolzen erzeugte Reibung berücksichtigt wird, ferner s die Scherfestigkeit des Dübelholzes und β die Breite des Dübels bezeichnet, mindestens

$$H_s\, a - m\, R = s\, b\, \beta \quad \ldots \quad 36.$$

Soll gleiche Sicherheit gegen Zerdrücken und Abscheren der Dübel bestehen, so ist durch Division der Gleichungen 34 und 36 allgemein die Breite des Dübels

$$\beta = \frac{k}{s} \cdot \frac{\delta}{n} \quad \ldots \quad 37.$$

und, wenn $\frac{k}{s} = \frac{480}{80}$ gesetzt wird, speciell

$$\beta = 6\, \frac{\delta}{n} \quad \ldots \quad 38.$$

Damit ein Abscheren des zwischen zwei Dübeln befindlichen Balkenstückes nicht stattfinden kann, mufs, wenn mit s dessen Abscherungsfestigkeit und mit β die Länge jedes Dübels bezeichnet wird,

$$H_s\, a - m\, R = s\, b\, (a - \beta) \quad \ldots \quad 39.$$

sein, daher darf, wenn für H_s und R ihre Werte eingeführt werden, und ein Abscheren der Dübel nicht eintreten soll, die Entfernung derselben höchstens

$$a = \frac{h}{\alpha V - s\, b\, h} \left(\frac{m\, \pi\, \mu\, z}{4} \cdot d^2 - s\, b\, \beta\right) \quad \ldots \quad 40.$$

betragen. Soll endlich gleiche Sicherheit gegen Zerdrücken und Abscheren der Balken stattfinden, so erhält man durch Division der Gleichungen 34 und 39 allgemein die Entfernung der Dübel

$$a = \beta + \frac{k\,\delta}{v\, n}, \quad \ldots \quad 41.$$

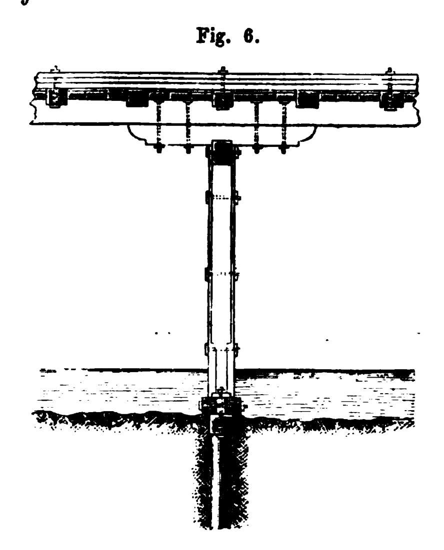
mithin, wenn $\frac{k}{s} = \frac{480}{60}$ gesetzt wird, speciell

$$a = \beta + 8\, \frac{\delta}{n} \quad \ldots \quad 41^a.$$

§ 6. Verstärkte Balkenbrücken.[11]) Zur Verstärkung der in Eisenbahnen oder Strafsen vorkommenden einfachen oder verdübelten Balkenbrücken werden entweder einfache oder mehrfache Sattelhölzer, Kopfbänder oder eine Verbindung von Sattelhölzern mit Kopfbändern, ferner eiserne Armierungen und geschlitzte oder gespreizte Balken angewandt.

1. Die Balkenbrücken mit Sattelhölzern. Die Sattelhölzer sind zu einer Verstärkung der Tragbalken entweder nur über den Zwischenauflagern, s. Fig. 6, oder über den Zwischen- und Endauflagern zugleich bestimmt, indem sie daselbst die Biegung jener Balken erschweren oder die freie Weite derselben vermindern sollen. Zu diesem Zweck werden sie durch Schrauben ohne oder mit Anwendung von dazwischengelegten Dübeln mit den Balken verbunden. Über den Zwischenauflagern befinden sich jene Schrauben an den Enden und in der Mitte der Sattelhölzer, wenn die Tragbalken kontinuierlich sind und auf zwei Mauerschwellen oder Jochholmen ruhen, in der Nähe der Mitte, wenn die letzteren daselbst gestofsen sind, oder wenn sie kontinuierlich sind und auf einer Mauerschwelle oder auf einem Jochholm ruhen. Die Verteilung der Dübel erfolgt nach den im § 5 aufgestellten Grundsätzen, wonach die Dübel gegen die Enden der Sattelhölzer hin anzuwenden, in deren Mitte aber wegzulassen sind. Über den Endauflagern befinden sich jene Schrauben und Dübel meist an den Enden der Sattelhölzer, jedoch können sie hier ihren Zweck der Verstärkung der Tragbalken nur dann erfüllen, wenn ihre hinteren Enden mit dem Mauerwerk der Endpfeiler oder mit den Pfosten der Endjoche verankert sind. Erweisen einfache Sattelhölzer sich zu schwach, so werden auch wohl doppelte angewendet, wobei die unteren etwas kürzer genommen und unter sich und mit den Tragbalken in ähnlicher Weise durch Dübel und Schrauben verbunden werden.

Fig. 6.



Bei geringeren Spannweiten und Belastungen werden die Zwischen- und Endjoche dieser Brücken einteilig, d. h. mit einfacher Pfahlreihe und einfachem Jochholm, bei gröfseren Spannweiten und Belastungen zweiteilig, d. h. mit doppelter Pfahlreihe und doppelten Jochholmen nach den im § 8 entwickelten Grundsätzen hergestellt, jedoch ist wegen des nachteiligen Einflusses von hinterfülltem, stets mehr oder minder feuchten Boden auf Holzwerk ein Endpfeiler einem Endjoch unbedingt vorzuziehen.

2. Die Balkenbrücken mit Kopfbändern. Die Kopfbänder sind zu einer Unterstützung der Tragbalken zu beiden Seiten der Zwischenauflager und an den Endauflagern bestimmt, indem sie die freie Weite der Tragbalken vermindern sollen. Zu diesem Zweck sind deren Längen so gering und deren Abmessungen so stark zu wählen,

---

[11]) Litteratur, einfache und verstärkte Balkenbrücken betr.: Söhlke. Über Chausseebrücken in Holzbau. Notizbl. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1852, S. 281. — Einzelheiten hannoverscher und braunschweigscher Balkenbrücken (sorgfältig durchgebildet). von Kaven. Der Wegebau. Hannover 1870, S. 261. — Hölzerne Strafsenbrücke über die alte Oder bei Oderberg. Rombergs Zeitschr. f. prakt. Bauk. 1874, S. 35. — Hölzerne Wegebrücke bei Marienbad. (Verdübelte Balken.) Ebendaselbst. 1875, S. 67. — Pohlmann. Provisorium für die königl. Ostbahn zu Frankfurt a. d. Oder. (Balkenbrücke mit Kopfbändern). Deutsche Bauz. 1879, S. 210.

dafs sie den von den Balken ausgeübten Druck aufnehmen können, ohne seitlich auszubiegen. Der zweckmäfsigste Neigungswinkel, unter welchem sich dieselben an die Tragbalken anschliefsen, beträgt 45°. Hierdurch sowie durch die mit der verfügbaren, durch den höchsten Wasserstand oder durch den zu unterführenden Wasser- oder Landverkehr bedingte Konstruktionshöhe wird in vielen Fällen die Länge der Kopfbänder bestimmt und hiernach deren erforderlicher Querschnitt berechnet. Die Verbindung der Kopfbänder mit den Tragbalken und den Jochpfosten geschieht entweder durch Versatzung mit Zapfen, s. Fig. 7*a*, oder durch Verblattung, s. Fig. 7*b*. Die mit Zapfen versehenen Kopfbänder werden entweder sogleich bei dem Aufbringen der Träger eingesetzt, wodurch die beste Verbindung mit den Trägern und Jochen hergestellt wird, oder sie werden nachträglich „eingejagt“ und erhalten dann oben gewöhnliche Schrägzapfen, unten sog. Jagzapfen, welche nach einem Kreisbogen, dessen Radius der Länge des Kopfbandes entspricht, abgerundet und mit schweren Hämmern eingetrieben werden. Mit schrägen Blättern versehene Kopfbänder können ebenfalls nachträglich eingesetzt werden.

Fig. 7.

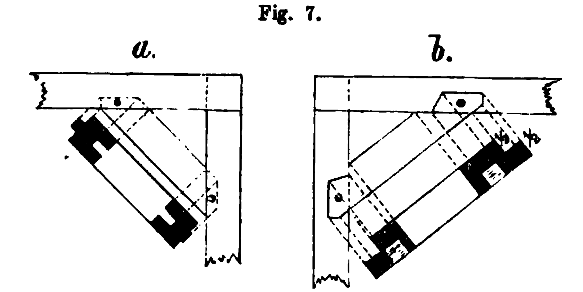
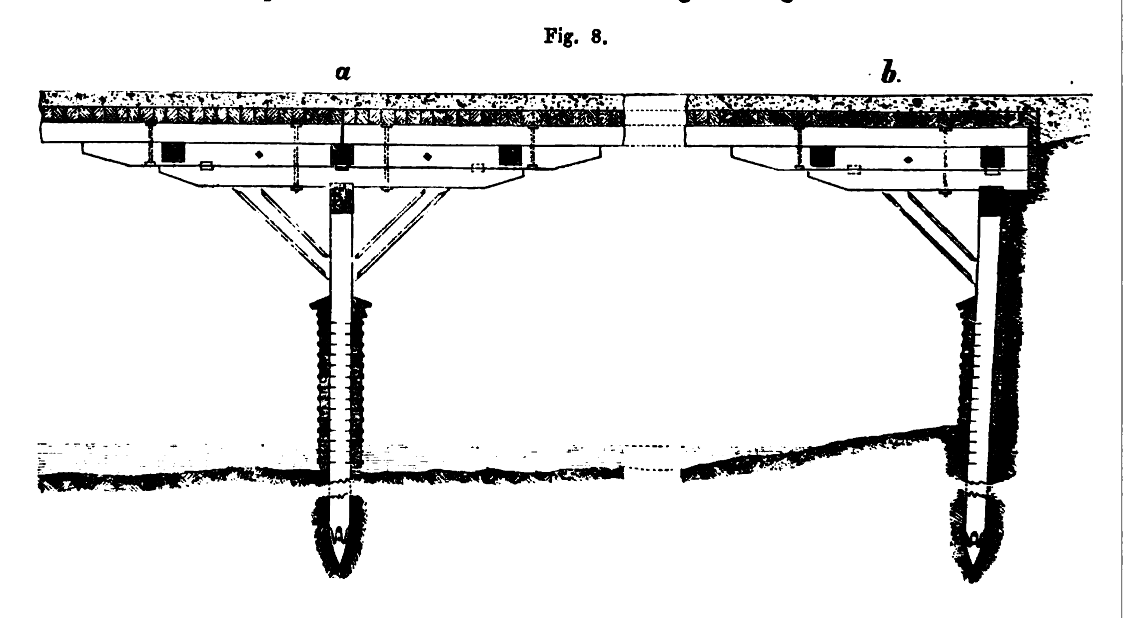


Fig. 8.



3. **Die Balkenbrücken mit Sattelhölzern und Kopfbändern.** Wo die Tragbalken und Sattelhölzer durch die Dübel und Schrauben oder die Tragbalken und Kopfbänder durch die Verzapfungen oder Verblattungen verhältnismäfsig zu sehr geschwächt werden, wo die Sattelhölzer für sich zu weit ausladen oder wo die Kopfbänder bei dem günstigsten Neigungswinkel zu tief herabreichen würden, werden einfache oder doppelte Sattelhölzer in Verbindung mit Kopfbändern angewandt, welche übrigens untereinander und mit ihren Auflagern in der unter 1. und 2. erörterten Weise verbunden werden. Bei der auf diese Weise konstruierten, in Fig. 8 dargestellten Reichenbachbrücke über die Isar in München mit 14,6 m weiten Öffnungen laden die oberen und unteren Sattelhölzer bezw. 4,2 und 3,1 m auf jeder Seite der hölzernen Joche aus. Hierbei sind je-

doch die oberen Sattelhölzer zur Sicherung ihrer seitlichen Stabilität durch Querriegel und etwas versetzte Querbolzen untereinander verbunden, während sie durch je drei eingelegte Dübel gegen seitliche Verschiebung auf den untersten Sattelhölzern gesichert sind.

4. **Statische Berechnung der Balkenbrücken mit Sattelhölzern und Kopfbändern.** Werden die Tragbalken über den Zwischenstützen mit den Sattelhölzern durch Dübel und Schrauben so verbunden, dafs sie annähernd als ein Ganzes anzusehen sind, so erscheinen diese Tragbalken — auch wenn sie daselbst gestofsen sind — als kontinuierliche Träger und sind nach der Elasticitätstheorie zu berechnen, deren Grundgleichung bekanntlich

$$\frac{d^2 y}{d x^2} = \frac{{}^*M}{E t} \quad \ldots \quad 42.$$

ist, worin ${}^*M$ das Angriffsmoment, t das Trägheitsmoment des Trägerquerschnittes und E den Elasticitätsmodul des Holzmateriales bezeichnet.[12])

Darf man annäherungsweise annehmen, dafs die Tragbalken über den Zwischenstützen wagrecht eingespannt sind und nur an den Enden frei aufliegen, so ist die Breite b und Höhe h des Balkens mit der freiliegenden Länge l, dem Eigengewicht q und der zulässigen Anspruchnahme k mit einer in der Mitte konzentrierten Last Q für eine End- und Zwischenöffnung bezw. aus der Gleichung

$$\frac{3}{16}\left(Q + \frac{2}{3} q\right) l \leqq k \cdot \frac{b h^2}{6} \quad \ldots \quad 43.$$

$$\text{und} \quad \frac{1}{8}\left(Q + \frac{2}{3} q\right) l \leqq k \cdot \frac{b h^2}{6} \quad \ldots \quad 44.$$

zu entnehmen, wovon die erstere in beiden Öffnungen die gröfseren Abmessungen liefert, folglich bei Annahme eines gleichen Querschnittes die mafsgebende ist.

Bei einer über den Tragbalken gleichförmig verteilten Last P ergeben sich jene Abmessungen für eine End- und Zwischenöffnung bezw. aus der Gleichung

$$\frac{1}{8}(P + q)\, l \leqq k \cdot \frac{b h^2}{6} \quad \ldots \quad 45.$$

$$\text{und} \quad \frac{1}{12}(P + q)\, l \leqq k \cdot \frac{b h^2}{6}, \quad \ldots \quad 46.$$

wovon bei Annahme eines in beiden Öffnungen gleichen Querschnitts wieder die erstere mafsgebend ist. In allen Fällen ist für k der kleinere der beiden zulässigen Anspruchnahmen auf Zug und auf Druck anzunehmen. In vorstehenden Gleichungen ist für den Querschnitt der gröfsten Tragfähigkeit $b = \frac{5}{7} h$ zu setzen, und nimmt alsdann h den gröfsten und kleinsten Wert an, wenn l bezw. der Entfernung der Stützen und der Sattelholzenden gleichgesetzt wird.

Aus diesen mehr oder minder abweichenden Grenzwerten ist mit Rücksicht auf die Länge der Sattelhölzer und deren Verbindungsweise mit den Tragbalken ein geeigneter Zwischenwert abzuleiten. Die gröfste Stärke h_1 des Sattelholzes ergiebt sich aus der Annahme, dafs der halbe gröfste Auflagerdruck A einer Zwischenstütze an dessen Ende wirkt, also, wenn mit l_1 die Länge des Sattelholzes bezeichnet wird, aus der Gleichung

$$\frac{A \cdot l_1}{4} \leqq k \cdot \frac{b h_1^2}{6}, \quad \ldots \quad 47.$$

worin b meist der zuvor ermittelten Breite des Tragbalkens entspricht.

Bei Anwendung von Kopfbändern können die unverstärkten oder durch Sattelhölzer verstärkten Tragbalken als direkt von denselben unterstützt angesehen werden,

---

[12]) Über die weitere Behandlung dieser Gleichung s. u. a. Heinzerling. Die Brücken der Gegenwart. Abt. I, Heft I, S. 8 ff.

wenn die Kopfbänder durch angemessene Stärke gegen seitliche Ausbiegung gesichert sind. Bezeichnet Q die neben dem oberen Kopfende eines Kopfbandes in der Entfernung a vom Stützpunkte wirkende Last, α den Neigungswinkel, welchen das Kopfband von der Länge b mit dem Horizont einschliefst, so ist der längs des Kopfbandes wirkende Druck

$$W = Q \frac{a}{b \cdot \cos\alpha \sin\alpha} = Q \cdot \frac{2a}{b \cdot \sin 2\alpha}, \quad \ldots \quad 48.$$

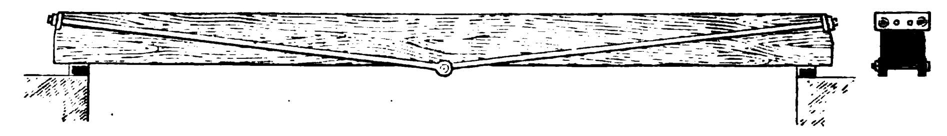
mithin kann, wenn mit β die gröfste, mit δ die kleinste Stärke des an den Enden eingezapften, etwas drehbaren Kopfbandes, mit E der Elasticitätsmodul und mit N ein Sicherheitskoeffizient, der bei Holz etwa zu $\frac{1}{10}$ anzunehmen ist, bezeichnet wird, aus der Gleichung

$$W = \frac{N\pi^2 E}{12} \cdot \frac{\beta\delta^3}{b^2} \quad \ldots \quad 49.$$

eine der erforderlichen Abmessungen β, δ ermittelt werden. Der Druck W wird unter übrigens gleichen Umständen am kleinsten, wenn $\sin 2\alpha = 1$ oder wenn das Kopfband unter einem Neigungswinkel $\alpha = 45^\circ$ angebracht wird. Bei Anwendung mehrerer Kopfbänder gelten dieselben Formeln, wenn für Q diejenigen Lastenteile eingeführt werden, welche an den Köpfen der einzelnen Kopfbänder wirken. Die in diesen Kopfbändern entwickelten Drücke werden unter übrigens gleichen Umständen am geringsten, wenn deren Neigungswinkel von 45° möglichst wenig abweichen.

5. **Armierte Balkenbrücken.** Die Balken, welche für sich zu schwach sind, um die ihnen zufallende Verkehrslast zu tragen, werden in der Regel bei geringeren Balkenstärken und Spannweiten mit einfachen, bei gröfseren Spannweiten mit zweifachen Armierungen versehen. Diese Armierungen bestehen entweder in einer Aufhängung der Balken an eisernen Zugstangen, oder in einer Stützung derselben durch angeschraubte hölzerne Streben.

Fig. 9.



a. **Balkenbrücken mit einfach armierten Balken.** Die aufgehängten Balken derselben werden in ihrer Mitte durch einen untergelegten Querbolzen unterstützt, welcher auf jeder Seite durch die Ösen je zweier aus Rund- oder Flacheisen bestehenden Zugstangen gesteckt und durch Befestigung der letzteren an den oberen Balkenenden aufgehangen wird, s. Fig. 9. Diese Befestigung besteht gewöhnlich in einer eisernen, zu beiden Seiten etwas vorspringenden Querplatte, welche normal zur Achse der Zugstangen in die Balkenenden eingelassen wird und durch welche man die mit Gewinden versehenen Enden jener Zugstangen durchsteckt und letztere mittels starker Muttern scharf anzieht.

Sind Balken von der Länge l, der Breite b und der Höhe h verfügbar, wovon jeder die gröfste, auf seine Mitte reduzierte Belastung P zu tragen hat, so ist ein solcher bei einer zulässigen Anspruchnahme k im stande, den Lastanteil

$$\alpha P = \frac{2}{3} \frac{k b h^2}{l} \quad \ldots \quad 50.$$

zu tragen, woraus sich α bestimmen läfst. Um den Rest $P(1-\alpha)$ der Last übertragen zu können, müssen die Zugstangen bei einer zulässigen Beanspruchung z den nutzbaren Gesamtquerschnitt

$$F = \frac{P(1-\alpha)}{2z} \sqrt{\frac{h^2 + (^1/_2 l)^2}{h}} \quad \ldots \quad 51.$$

erhalten, wovon bei je zwei Zugstangen auf jede die Hälfte kommt. Werden dieselben aus Rundeisen hergestellt und an den äufseren Enden mit Gewinden von 0,2 D des äufseren Durchmessers versehen, so beträgt deren äufserer Durchmesser

$$D = \frac{2}{1-0,4}\sqrt{\frac{F}{\pi}} = 1,88\sqrt{F} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 52.$$

Die einfachen Sprengwerkbalken, s. Fig. 10, bestehen aufser dem Hauptbalken aus je zwei zu beiden Seiten angebrachten, geneigten hölzernen Streben, welche durch Schraubenbolzen mit jenen verbunden werden. Um ein Ineinanderpressen der Streben an den sich berührenden Hirnenden zu vermeiden, legt man hinreichend grofse Kupfer- oder Eisenplättchen ein. Die statische Berechnung ist derjenigen der einfachen Hängwerkbalken analog, nur ist in die Gleichung für F der Wert k statt z einzuführen und auf Holz zu beziehen.

Fig. 10.

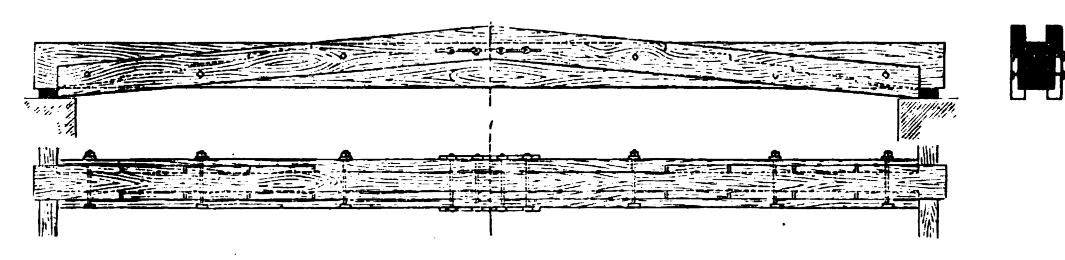


Fig. 11.



b. **Balkenbrücken mit doppelt armierten Balken.** Dieselben werden meist als Hängwerkbalken zur Ausführung gebracht, s. Fig. 11, und werden dann durch je zwei Querbolzen in etwa $^1/_3$ bis $^2/_7$ ihrer Länge Abstand von ihren Auflagern unterstützt, welche durch horizontale, an den Enden mit Ösen versehene Schienen gesteckt und wie bei den einfachen Hängwerken an den Enden der Balken oben aufgehängt werden.

Sind Balken von den zuvor angegebenen Abmessungen verfügbar, und in den Entfernungen l_1 von ihren Enden mit den gleichen gröfsten Einzellasten P beschwert, so kann jeder Balken hiervon den Anteil

$$\alpha P = \frac{1}{6}\,\frac{k b h^2}{l_1} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 53.$$

tragen, woraus α zu bestimmen ist. Um den Rest $P(1-\alpha)$ dieser Last übertragen zu können, müssen die geneigten und die wagrechten Teile der dreiteiligen Zugstangen bezw. einen nutzbaren Gesamtquerschnitt

$$F = \frac{P(1-\alpha)}{z}\cdot\frac{\sqrt{h^2 + l_1^2}}{h} \quad \text{und} \quad F_1 = \frac{P(1-\alpha)}{z}\cdot\frac{l_1}{h} \quad \ldots \ldots \quad 54.$$

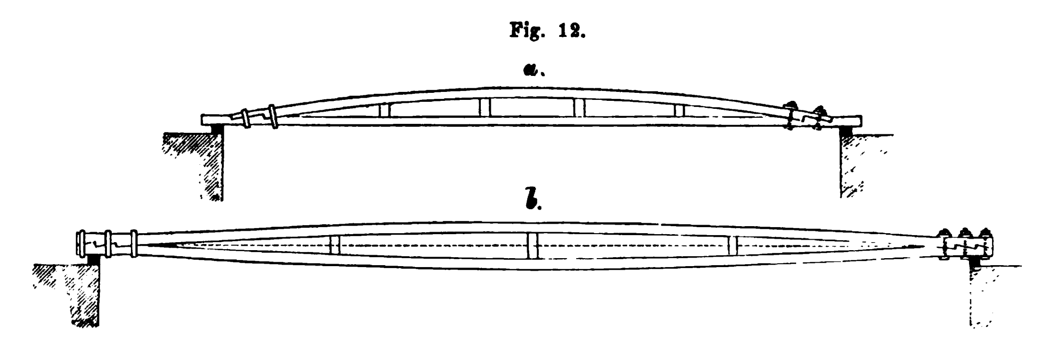
erhalten, woraus bei Anwendung von Rundeisen deren äufserer Durchmesser wie vorher zu bestimmen ist.

Als Beispiel einer mittels doppelter Sprengwerkbalken, bei welchen zwischen je zwei Streben noch ein Spannriegel eingeschaltet ist, armierten Balkenbrücke mit verdübelten Balken ist die Strafsenbrücke über die Tauber bei Bischoffsheim[13]) mit 5 Öffnungen

[13]) Vergl. deren Abbildung und Beschreibung in Harres. Schule des Zimmermanns. II. Teil, Brückenbau. Leipzig 1861, S. 122 ff.

von 13,2 m Lichtweite anzuführen. Die aus einem Bohlenbelag mit Beschotterung bestehende Fahrbahn derselben wird über jeder Öffnung durch sieben Strafsenträger aus Rundholz unterstützt, welche auf drei Unterzügen ruhen. An jeder Stirnseite wird sie aufserdem durch einen armierten Balken getragen, welcher aus zwei äufseren, durch doppelte Sattelhölzer unterstützten, verdübelten Balken besteht, zwischen welche zwei doppelte Sprengwerkbalken eingebaut und mit ihnen verschraubt sind. An diese beiden Hauptträger, welche etwas über die Fahrbahn hervorragen und den Bohlenbelag der erhöhten Bankette aufnehmen, sind jene drei Unterzüge angeschraubt, welche die Strafsenträger verbinden.

Fig. 12.



6. Balkenbrücken mit gespreizten Balken. Die Tragfähigkeit von Brückenbalken läfst sich auch erhöhen, wenn man deren Widerstandsmoment von den Enden nach der Mitte hin dadurch vergröfsert, dafs man sie etwa in ihrer halben Höhe aufschlitzt und durch Spreizklötze mit von deren Enden nach deren Mitte hin zunehmender Höhe auseinander spreizt. Wird nämlich ein Balken von der Breite b und der Höhe h nach seiner neutralen Achse aufgeschlitzt und dann in der angegebenen Weise von seinen Enden nach seiner Mitte hin so auseinander gespreizt, dafs er hier die gesamte Höhe αh erhält, worin $\alpha > 1$, so wächst dort dessen ursprüngliches Biegungsmoment $\frac{b h^2}{6}$ auf

$$^bM = \frac{b}{6} \cdot \frac{\alpha^3 - (\alpha - 1)^3}{\alpha} \cdot h^2, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 55.$$

somit, da in der Praxis gewöhnlich $\alpha = 2,5$ angenommen wird, auf $4,9 \cdot \frac{b h^2}{6}$ oder auf fast das Fünffache. Dieser Umstand veranlafste Laves, Balken in der Mitte aufsägen, deren Enden, zur Vermeidung eines völligen Aufschlitzens durch Schraubenbolzen oder um die Enden gelegte eiserne Bänder fest zusammengehalten wurden, und dieselben dann durch eingeschaltete Klötze auseinanderspreizen zu lassen. Später liefs er, da die Druckfestigkeit des Holzes etwas geringer, als dessen Zugfestigkeit ist, dem oberen Balkenteile etwa $\frac{4}{3}$ von der Stärke des unteren, also dem ersteren $\frac{4}{7}h$ und dem letzteren $\frac{3}{7}h$ zur Höhe geben. Wo die Stärke eines Balkens nicht ausreicht, um dies zuvor angegebene nötige Widerstandsmoment zu erzielen, kann man auch durch Zusammensetzung je zweier Balken, welche man an ihren Enden fest verbindet und von welchen man nur den unteren oder nur den oberen, s. Fig. 12 *a*, oder auch beide, s. Fig. 12 *b*, biegt und durch hölzerne Spreizen oder hölzerne Zangen auseinander hält, die erforderliche Tragfähigkeit der Brücke erreichen. Bei Anwendung zweier Balken, wovon nur der untere gekrümmt ist, lassen sich die zur Unterstützung der Brückenbahn dienenden Querbalken unmittelbar aufbringen und befestigen, während bei solchen Balken, wovon nur der obere gekrümmt ist oder bei Balken, welche beide gekrümmt sind, Balkenstücke oder Stützklötze mit von der Mitte nach den Enden der gespreizten Balken hin zunehmender Höhe auf die letzteren aufgesattelt werden müssen, um jene Querbalken aufnehmen zu

können. Die Trägerenden sind so zu verbinden, dafs die gleichen, aber entgegengesetzt wirkenden Horizontalkräfte aufgehoben werden, was man durch Versatzung, s. Fig. 12ᵃ, durch Verzahnung, s. Fig. 12ᵇ, oder durch Verdübelung in Verbindung mit Schrauben, s. Fig. 12ᵃ und 12ᵇ rechts, oder mit eisernen Bändern, s. Fig. 12ᵃ und 12ᵇ links, bewirkt. Die gespreizten Träger erfordern je zwei durchgehende Balken und sind deshalb auf Brücken mit Spannweiten von nur 10 bis 12 m anwendbar.

§ 7. Die Hängwerkbrücken. Die Hängwerkbrücken ohne Verdachungen gelangen wegen der verhältnismäfsig geringen Stabilität ihrer Träger fast nur noch mit Höhen ihrer Hängsäulen zur Ausführung, welche diejenigen ihrer Brüstungen von 1 bis 1,5 m nicht oder nicht viel übertreffen. Da nun der Winkel, welchen die Streben mit dem Hauptbalken einschliefsen, vorteilhaft nicht unter $22^1/_2{}^0$ angenommen werden darf, damit der Seitendruck der Streben nicht zu grofs wird und die Gefahr eines Ausschlitzens des Hauptbalkens herbeiführt, so sind Hängwerke mit einer Hängsäule oder einfache Hängwerke für Spannweiten von bezw. 5 bis 7 m anwendbar. Für Spannweiten von 6 bis 9 m wendet man bei derselben Höhe der Hängsäulen Hängwerke mit je zwei Hängsäulen oder zweifache Hängwerke an, indem man zwischen die beiden Hängsäulen Spannriegel einschaltet, und die ersteren durch je zwei gekreuzte Diagonalen aussteift.

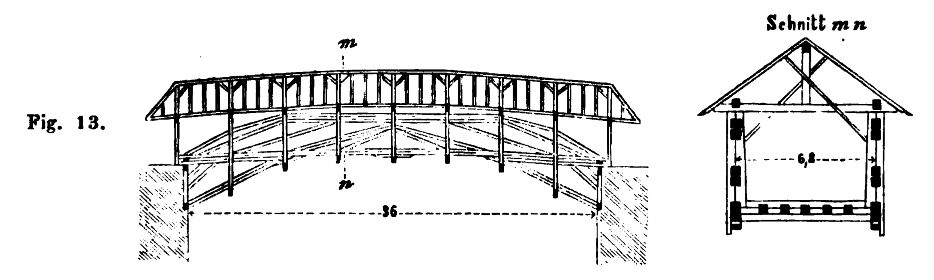


Fig. 13.

Hängwerkbrücken mit Verdachungen und demzufolge mit oberen Querverbindungen waren noch in der ersten Hälfte des laufenden Jahrhunderts in holzreichen Ländern (der Schweiz, Tyrol u. s. w.) eine sehr beliebte Konstruktion und sind dort noch jetzt nicht selten in Benutzung. Sie wurden mit mannigfach zusammengesetzten Hängwerken versehen, nicht selten durch Sprengwerke noch verstärkt und in dieser Form für ansehnliche Spannweiten ausgeführt, wovon die im Jahre 1778 erbaute, später durch Brand zerstörte Brücke über die Limmat bei Wettingen mit 119 m Spannweite ein hervorragendes Beispiel gab. Obwohl diese Brücken noch heute beachtenswert und unter Umständen zur Ausführung zu empfehlen sind, so kann doch hier auf die Einzelheiten derselben nicht eingegangen werden. Ein Beispiel einer solchen Brücke von 36 m Spannweite giebt u. a. die Feigenbrücke bei Botzen, s. Fig. 13, im übrigen sei auf die betreffenden Original-Mitteilungen verwiesen.[14])

a. Die einfachen Hängwerke. Die einfachen Hängwerke erhalten Spannbalken mit hölzernen Streben und hölzernen Hängsäulen oder eisernen Hängstangen, s. Fig. 14 und 15. Die Streben werden mit einfacher oder doppelter Versatzung ohne oder mit Zapfen nebst den zugehörigen Schrauben eingesetzt. Auch gufseiserne Schuhe,

[14]) Litteratur, Hängwerkbrücken betr.: Brücke über die Uslava bei Stahlau. Mitteil. d. Arch.- u. Ing.-Ver. f. Böhmen. 1874, S. 80. — Rziha. Eisenbahn-Unter- und Oberbau. Wien 1877. II. Bd., S. 188. — Bavier. Die Strafsen der Schweiz. Zürich 1878. — Bukowsky. Berechnung einfacher und doppelter Spreng- und Hängwerke für Brücken. Mitteil. d. Arch.- u. Ing.-Ver. f. Böhmen. 1879, S. 42.

welche den Strebenfuſs aufnehmen, mittels Krampen in die Spannbalken eingelassen und mit den letzteren verschraubt werden, s. Fig. 15, links, kommen zur Anwendung.

Die Verbindung der Streben mit der Hängsäule wird teils durch einfache (Fig. 14 *a*), teils durch doppelte Versatzung (Fig. 14 *b*), ohne oder mit Zapfen (s. Fig. 16) bewirkt, in welchen Fällen die Hängsäule oben so weit über die Verbindungsstelle hinaus verlängert werden muſs, daſs ein Abscheren derselben durch die Vertikalkräfte vermieden wird. Wo eine solche Verlängerung nicht statthaft ist, werden die Hängsäulen mittels schmiedeiserner Winkelbänder, s. Fig. 17, oder Hängebänder (Fig. 18) mit den Streben verbunden. Bei Anwendung doppelter Hängsäulen, welche oben genügend verlängert und zusammengeschraubt sind, lassen sich die Streben stumpf stoſsen, s. Fig. 19. Dieselbe Verbindung der Streben läſst sich auch anwenden, wenn zwei hölzerne, nach oben verlängerte, unter sich verschraubte Laschen angewendet und mit der Hängsäule durch Verschränkung verbunden werden, s. Fig. 20. Die Verbindung der Streben mit der Hängstange erfolgt durch Vermittelung eines guſseisernen Kopfstücks (Fig. 21), welches aus einer lotrechten, in der Mitte verdickten und durchlochten Platte besteht, gegen welche sich die Streben stemmen und durch welche die Hängstange gesteckt wird, während oben eine Vertiefung den Schraubenkopf der Hängstange aufnimmt und zwei Backenstücke ein seitliches Ausweichen der Streben verhindern.

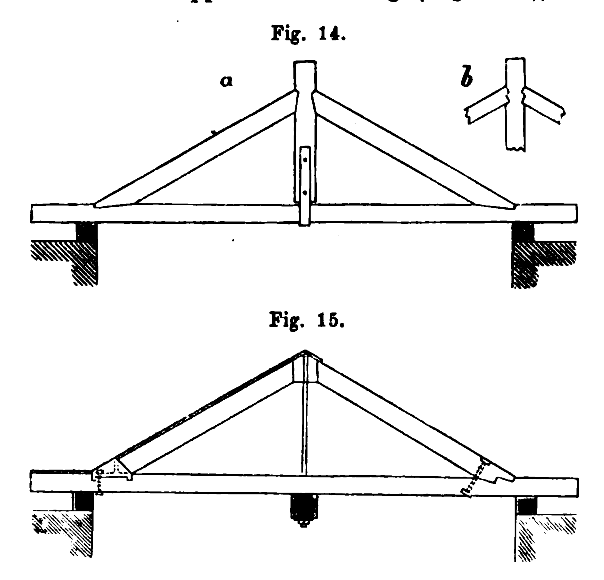


Fig. 14.

Fig. 15.

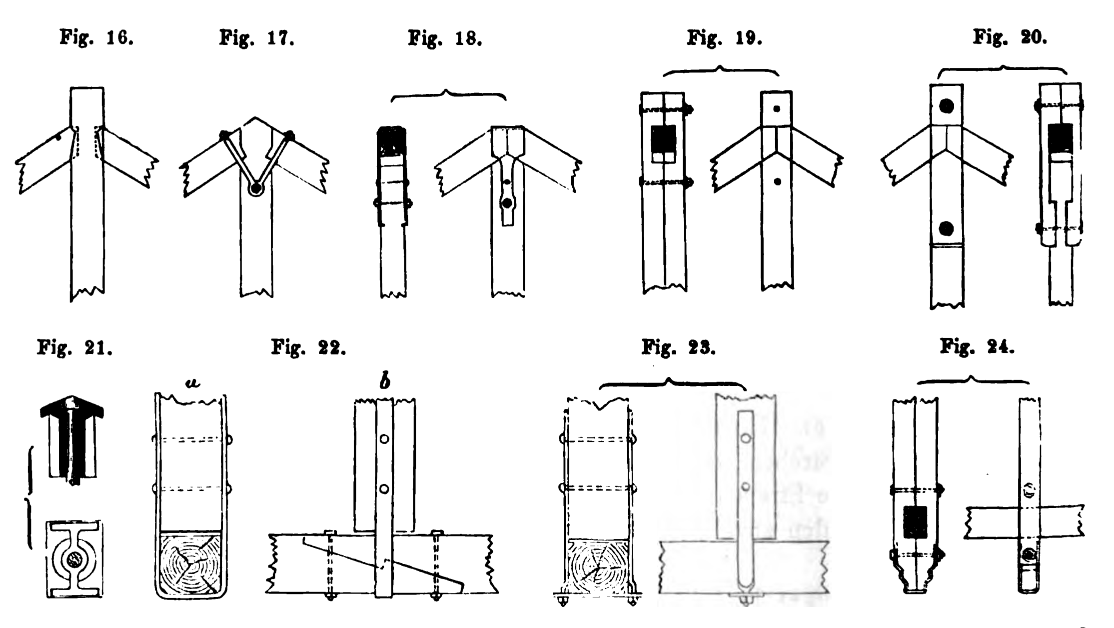


Fig. 16. Fig. 17. Fig. 18. Fig. 19. Fig. 20.

Fig. 21. Fig. 22. Fig. 23. Fig. 24.

Die Verbindung der Hängesäule mit dem Balken wird meist entweder durch schmiedeiserne Bänder (Fig. 22), welche den Balken umschlieſsen und an die Häng-

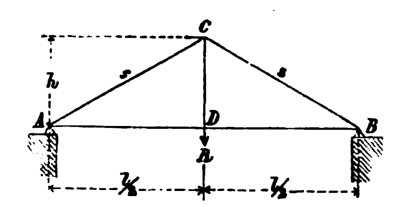
säule angebolzt sind, oder durch Hängeisen (Fig. 23) bewirkt, welche unten mit Schrauben versehen sind und eine Querplatte aufnehmen, worauf der Spannbalken ruht. Mufs der Spannbalken gestofsen werden, so kann dies durch ein schräges Hakenblatt, siehe Fig. 22 *b*, geschehen. Werden die bereits erwähnten doppelten Hängsäulen angewandt, welche durch Schrauben verbunden werden (Fig. 24), so schneidet man erstere aus und läfst sie den Balken umfassen. An den Enden der Spannbalken werden lotrechte Geländerpfosten eingezapft, welche den oben mit ihnen und der Hängsäule verzapften Geländerholm aufnehmen und zwischen welche zur Sicherung des Verkehrs besondere Geländerriegel eingeschaltet werden, s. F. 21 u. 22, T. XXIII. Zur Vermehrung der seitlichen Steifigkeit werden die Hängsäulen, bisweilen auch die Geländerpfosten durch Streben gegen die Unterzüge oder gegen verlängerte Querbalken abgestützt.

Statische Berechnung. Wirken auf beiden Hälften der Brückenbahn die Lasten oder die Lasten-Komplexe P und Q bezw. in den Abständen p und q ihrer Resultanten vom linken und rechten Auflager, so erhält man die auf die Brückenmitte reduzierte Last

$$R = \frac{2}{l}(Pp + Qq) \quad \ldots \quad 56.$$

Sind n Tragrippen vorhanden, so ergiebt sich mit Bezug auf die Bezeichnungen der Fig. 25 die Spannung einer Strebe

Fig. 25.



$$X = -\frac{s}{nlh}(Pp + Qq), \quad \ldots \quad 57.$$

die Spannung eines Spannbalkens, ohne Berücksichtigung seiner Anspruchnahme durch Biegung,

$$Z = \frac{1}{2nh}(Pp + Qq), \quad \ldots \quad 58.$$

einer Hängsäule

$$V = \frac{2}{nl}(Pp + Qq), \quad \ldots \quad 59.$$

welche für Pp_{max} und Qq_{max} ihren gröfsten Wert erreichen. Wird $p = q = \frac{l}{2}$, so fallen beide Lasten zu einer in der Brückenmitte wirkenden Einzellast zusammen und man erhält bezw. die Spannungen

$$X = -\frac{s}{2nh}(P + Q); \quad Z = \frac{l}{4nh}(P + Q) \text{ und } V = \frac{1}{n}(P + Q). \quad \ldots \quad 60.$$

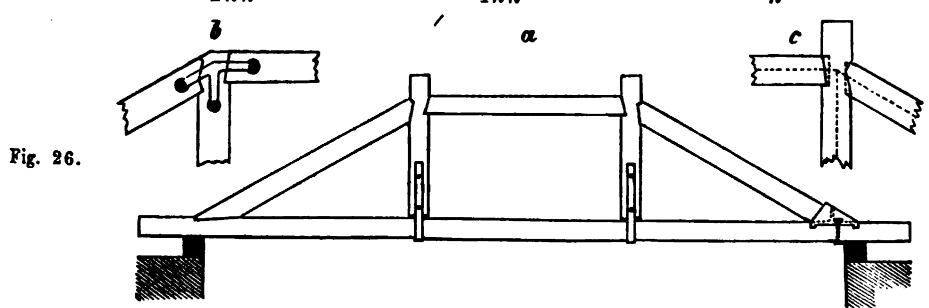


Fig. 26.

b. Die zweifachen oder doppelten Hängwerke. Bei einer Höhe der Hängsäulen von 1 bis 1,5 m, einem kleinsten zulässigen Neigungswinkel von 22½° der Streben zum Horizont und einem Verhältnis von 3:4 eines Endfeldes zum Mittelfelde lassen sich mittels der zweifachen Sprengwerke Spannweiten von bezw. 8 und 12 m überbrücken. Diese Sprengwerke erhalten entweder zwei Hängsäulen mit schmiedeisernen Bändern, s. Fig. 26 *a*, oder schmiedeiserne Hängstangen, die den Spannbalken tragen und Anordnungen ähnlich den beim einfachen Hängwerk beschriebenen erfordern. Insbesondere

sind die Verbindungen der Hängsäulen und der Streben mit dem Spannbalken den bezw. in Fig. 16 bis 20 und in Fig. 15 links und rechts dargestellten analog. Dagegen erfordert die Verbindung der Hängsäule mit den Streben und dem Spannriegel eine etwas abweichende Anordnung. Entweder läfst man Streben und Spannriegel mittels Zapfen und Versatzung in die Hängsäule eingreifen, in welchem Falle die Hängsäule oben so weit zu verlängern ist, dafs ein Abscheren nicht erfolgen kann, s. Fig. 26 *c*, oder man setzt, wo eine solche Verlängerung nicht statthaft ist, Strebe und Spannriegel mit Versatzung in dieselbe ein und verbindet sie durch je zwei dreiarmige Bänder, welche man mittels je dreier durchgehenden Schrauben befestigt, s. Fig. 26 *b*. Zwischen die Hängsäulen sollten, zur Versteifung des zwischen denselben gelegenen Rechtecks, noch zwei Diagonalen eingezapft werden, welche man an ihrem Kreuzungspunkte halb überblattet und verschraubt. Bei Anwendung von Hängstangen an Stelle der Hängsäulen werden, ähnlich wie bei dem einfachen Hängwerk, zwischen die Enden der Streben und des Spannriegels gufseiserne, mit den nötigen Hängstangenlöchern versehene Kopfstücke eingeschaltet, während die Hängeisen entweder die Spannbalken umschliefsen oder die unter ihnen befindlichen Unterzüge durchsetzen. Die Konstruktion des Geländers und dessen Seitenversteifung, sowie die Anordnung der Brückenbahn ist die bei dem einfachen Hängwerke beschriebene.

Statische Berechnung. Wirken auf beiden Seiten der Brückenbahn die Lasten oder die Lasten-Komplexe P und Q bezw. in den Abständen p und q ihrer Resultanten vom linken und rechten Auflager, so erhält man die auf die unteren Enden D und F der beiden Hängsäulen reduzierten Lasten bezw.

$$R = \frac{Pp}{l_1} + \frac{Qq}{l-l_1} \quad \text{und} \quad S = \frac{Pp}{l-l_1} + \frac{Qq}{l_1} \qquad 61.$$

Sind n Tragrippen vorhanden, so ergiebt sich im ersten Endfelde mit Bezug auf die Bezeichnungen der Fig. 27 die Spannung einer Strebe

$$X_1 = -\frac{s}{n l l_1}[Pp(l-l_1) + Qq l_1], \qquad 62.$$

eines Spannbalkens ohne Berücksichtigung seiner Anspruchnahme durch Biegung

$$Z_1 = \frac{1}{nhl}[Pp(l-l_1) + Qq l_1] \qquad 63.$$

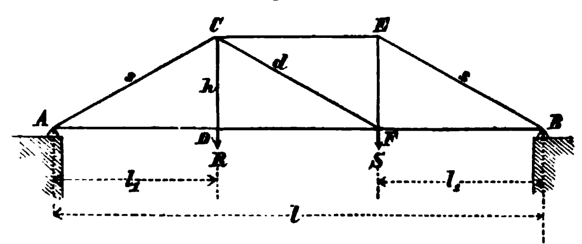
und der ersten Vertikalen

$$V = \frac{1}{nl}(Pp - Qq). \qquad 64.$$

Für das Mittelfeld erhält man die Spannung eines Spannriegels

$$X_2 = -\frac{1}{nhl}[Pp l_1 + Qq(l-l_1)], \qquad 65.$$

Fig. 27.



eines Spannbalkens

$$Z_2 = \frac{1}{nhl}[Pp(l-l_1) + Qq l_1] \qquad 66.$$

und einer Diagonale

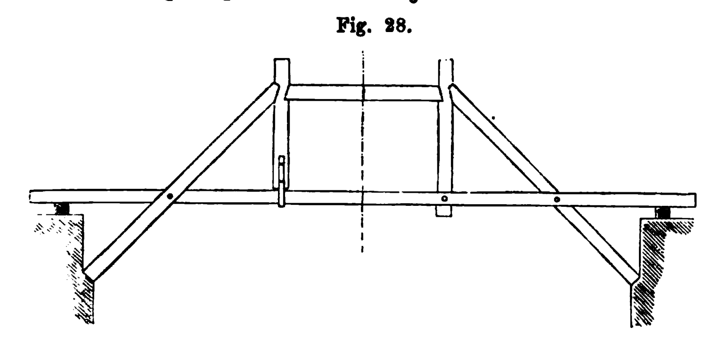
$$Y = \frac{d}{nhl}(-Pp + Qq), \qquad 66^a.$$

worin die Spannungen X_1, Z_1, X_2 und Z_2 für Pp_{max} und Qq_{max} ihren gröfsten Wert erreichen, während die Spannungen V und Y ihre Grenzwerte für Pp_{max} und Qq_{min} oder Pp_{min} und Qq_{max} annehmen.

Erfordern Brückenbalken Unterstützungen in drei oder vier Zwischenpunkten, so läfst sich hierzu eine Kombination von Sprengwerk und Hängwerk, und zwar bezw.

das einfache und doppelte Hängsprengwerk, s. Fig. 28, anwenden. Die Verbindungen der Hängsäulen mit den Balken, der Hängsäulen mit den Streben und Spannriegeln, sowie der Streben mit ihren Stützpunkten sind den ihnen entsprechenden Verbindungen der Sprengwerke und der Hängwerke analog, dagegen erfordern die Streben und Balken an den Stellen, wo sie sich kreuzen, eine besondere Verbindung. Wo die Stärken der Balken und Streben dies gestatten, werden beide so überblattet, daſs von den Streben als den Hauptträgern höchstens $\frac{1}{3}$ ihrer Dicke ausgeschnitten wird, s. Fig. 28, links.

Fig. 28.



Dürfen die Streben überhaupt nicht verschwächt werden, so wendet man zwei Balken von geringerer Breite an, welche in die Streben an ihren Kreuzungsstellen etwas eingelassen werden, während man die Hängsäulen zwischen den doppelten Balken nach unten verlängert und dort die Balken ebenfalls etwas einläſst (Fig. 28 rechts). Bei Anwendung sowohl einfacher, als auch doppelter Balken werden dieselben an jenen Kreuzungsstellen überdies durch Schraubenbolzen mit den Streben verbunden; ebenso werden die verlängerten Hängsäulen mit den doppelten Balken an ihren Kreuzungsstellen verschraubt.

§ 8. Die Fachwerkbrücken.[15]) 1. Die Fachwerkbrücken im allgemeinen. Obwohl der durch die Kette armierte Balken schon zu Ende des vorigen Jahrhunderts in England bekannt war, und selbst tüchtige theoretische Betrachtung fand; obgleich die Anwendung sich kreuzender geneigter Stäbe an Stelle einer massiven Füllung schon in einem Patente G. Smarts 1822 zu finden ist, so müssen wir die Vorbilder unserer neueren Fachwerkbrücken doch in jenen amerikanischen Balkenbrücken suchen, welche 1829 durch Long eingeführt wurden.

Beim ersten Systeme Long'scher Fachwerkbrücken ist eine Schar hölzerner Vertikalen zwischen die Gurten eingeschaltet, in welchen durch Anziehen von Keilen künstlich ein Zug erzeugt wird, wodurch in jeder der stumpf an die Gurte anstoſsenden Diagonalen ein Druck entsteht. Ist die gröſste Inanspruchnahme auf Druck, welche ohne

---

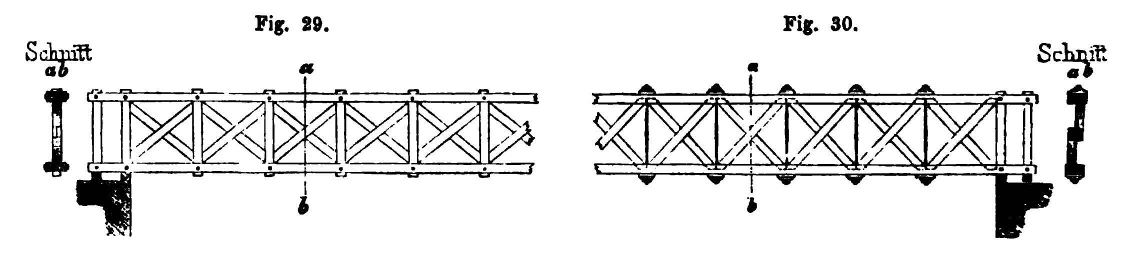
[15]) Litteratur, hölzerne Fachwerkbrücken betr.: Unruh und Benda. Elbe-Brücke bei Wittenberge. Eisenbahnzeitung 1850 u. Zeitschr. f. Bauw. 1854, S. 7. — Langer. Hölzerne Traggeländerbrücken für Eisenbahnen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. Bd. X, S. 135. — Brücken der österr.-ungar. Eisenbahn in Siebenbürgen. Engng. 1871. Febr. S. 106. — Billige hölzerne Fuſswegbrücke von 20 m Spannweite. Nouv. ann. de la constr. 1871, S. 101. — Thur-Brücke bei Rohr. Rombergs Zeitschr. f. prakt. Bauk. 1872, S. 200. — Hölzerne Fachwerkbrücke der Taff-Vale-Eisenbahn. Engng. 1872. Nov. S. 317. — Covered timber bridge over the Kennebec river at Augusta, Maine. Engng. 1877, S. 8. — Doll. The Howe truss bridge question. Nostrands Mag. 1879, S. 475. — Schmalspurbahn-Brücke über den Goplo-See (zum Teil Fachwerk, zum Teil verstärkte Balken). Wochenbl. f. Arch.- u. Ing. 1882, S. 95.

Fachwerkbrücken in Holz und Eisen: Brücke über den Arkansas bei Little Rock. Engng. 1873. Jan. S. 18. — Brücke bei Mannawater Porge in Neuseeland. Engng. 1875. März. — Lotter. Rekonstruktion der inneren Donaubrücke bei Straubing (nachträgliche Verstärkung einer Fachwerkbrücke durch Eisenwerk). Zeitschr. f. Baukunde. 1880, S. 359.

Es ist zu bemerken, daſs bei diesem Paragraphen aus dem von Professor Steiner bearbeiteten X. Kapitel der ersten Auflage dieses Werks der § 45 (Vorläufer der modernen Fachwerkbrücken. Ältere und neuere Systeme in Holz und Eisen) in geeigneter Weise benutzt ist.

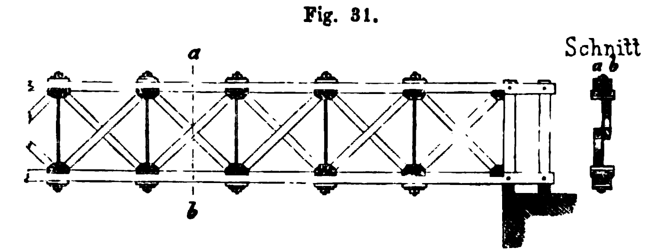
Rücksicht auf die Vertikale bei der ungünstigsten Stellung der Last z. B. die rechts steigende Diagonale erfährt $-R\,sec\,\alpha$, so ist jene der links steigenden Nachbardiagonale nahezu ein Zug $+R\,sec\,\alpha$. Zieht man nun die Vertikale so stark an, daſs die dadurch entstehende Druckspannung in der rechts steigenden Diagonale $= -R\,sec\,\alpha$ wird, so erhält man für den belasteten Träger als thatsächlich auftretende Spannung in derselben Diagonale $S_h = -2\,R\,sec\,\alpha$ und der links steigenden Diagonalen $S_n = +R\,sec\,\alpha - R\,sec\,\alpha = 0$. Jene rechts steigenden Diagonalen haben also bei belastetem Träger einen doppelt so groſsen Druck auszuhalten, als wenn die Vertikalen nicht vorhanden wären. Jene links steigenden Diagonalen aber werden bei künstlicher Anspannung ebenfalls zu Streben und haben bei unbelastetem Träger einen Druck aufzunehmen, welcher jenem Zuge gleich wäre, welcher in ihnen bei belasteter Brücke entstünde, falls Vertikalen nicht vorhanden wären. Man nennt die stärker beanspruchten Streben die Haupt-, die anderen die Gegenstreben. So einfach sich nun auch — stets Holz als Konstruktionsmaterial vorausgesetzt — bei diesem Systeme die Verbindung der gedrückten Diagonalen mit den Gurten herstellen läſst, da ein stumpfer Stoſs genügt, so ungünstig erweist sich dieses Material für die Herstellung und die Wirksamkeit der gezogenen Vertikalen, auch muſste die Anspannung durch Keile bald als eine schwache Seite dieser Konstruktionsweise erkannt werden. Howe benutzte daher statt der gezogenen hölzernen Vertikalen rundeiserne Zugstangen, welche durch das Anziehen von Schraubenmuttern jene künstliche Spannung erhalten. Mit dieser Abänderung kam und kommt dieses System noch heute zur Anwendung.

Fig. 29. Fig. 30.



Die weniger belasteten Brückenbahnen, z. B. von Fuſsgängerbrücken, können bei geringeren Spannweiten schon durch Fachwerkträger unterstützt werden, deren Gurten aus je zwei durchgehenden Balken bestehen, zwischen welche entweder nur einfache Pfosten mit eingezapften, an den Kreuzungsstellen halb überblatteten Diagonalen, s. Fig. 29, oder — bei zunehmender Belastung je zwei nebeneinander angeordnete Diagonalen mit

Fig. 31.



schmiedeisernen Vertikalen (Fig. 30 u. 31) eingeschaltet werden. Hierbei werden die Diagonalen entweder in die Gurten eingezapft, s. Fig. 30, oder besser stumpf zwischen besondere Stemmklötze eingesetzt, s. Fig. 31, und in beiden Fällen mittels der mit Vorlagplatten und Muttern versehenen Hängstangen fest zusammengepreſst.

Die gröſseren hölzernen Fachwerkbrücken für Eisenbahnen oder Straſsen werden fast ausschlieſslich nach dem erwähnten Howe'schen System konstruiert, bei welchem die Stäbe nach dem einfachen oder mehrfachen System des rechtwinkligen Dreiecks angeordnet sind. Bei dieser Anordnung ist die Maximalspannung der Vertikalen und

Hauptstreben im belasteten Zustande ebenso grofs, als wenn die Gegenstreben nicht vorhanden wären, da nach dem Früheren die Spannung der Gegenstreben bei diesem Belastungszustande Null ist. Die Spannung der Gegenstreben im unbelasteten Zustande ist, wie erwähnt, halb so grofs als die Spannung der Hauptstreben im belasteten Zustande, während die Spannung der Gurte fast ebenso grofs ist, als wenn die Gegenstreben nicht vorhanden wären. Es genügt mithin für die Berechnung der Howe'schen Brücken in Holz, das System zunächst als Fachwerk mit gezogenen Vertikalen so zu berechnen, als ob die Gegenstreben gar nicht vorhanden wären. Schliefslich wird in jedem Felde die Gegenstrebe mit halb so grofsem Querschnitte als die Hauptstrebe angenommen. An jenen Stellen, wo jeder Füllungsstab des Fachwerkes (die Vertikalen hinweg gedacht) sowohl Zug als Druck aufnehmen müfste, je nachdem die zufällige Last nach der einen oder anderen Seite sich erstreckt, beim einfachen Träger mit parallelen Gurten also gegen die Mitte zu, gehen die Hauptstreben in die Gegenstreben über. Jede Strebe erfüllt hier je nach der Belastungsweise einmal die Aufgabe der Haupt-, das andere Mal jene der Gegenstrebe; zudem ergiebt sich die nötige Querschnittsfläche in der Regel so klein, dafs man in diesen Teilen mit einfachen Hauptstreben auskommt. Die auf Druck beanspruchten Stäbe (Streben) erhalten eine Neigung von genau oder annähernd 45° und werden aus Holz konstruiert, während die lotrechten, auf Zug beanspruchten Stäbe (Hängstangen) aus runden Walzeisen bestehen. Die Höhe dieser Träger wird meist zu $\frac{1}{9}$ bis $\frac{1}{8}$ der Spannweite angenommen, beträgt also für die geläufigen Spannweiten von 20, 30, 40 und 50 m bezw. etwa 2,5; 3,5; 5 und 6 m. Die niedrigeren Fachwerke erhalten ein einfaches, die höheren derselben ein zweifaches Stabsystem. Die Streben, deren Stellungswinkel 45° oder etwas mehr beträgt und beim zweifachen System nur an den Trägerenden gröfser wird, erhalten Gegenstreben, die bei einer entsprechenden Überhöhung der Träger mit etwas Druck eingesetzt werden.

Die Verkehrsbahn ruht entweder auf den oberen Gurten, wenn genügende Konstruktionshöhe vorhanden, oder auf den unteren Gurten, wenn dieselbe beschränkt ist, s. T. XX, F. 15, 16, 30, 32 und T. XXI, F. 1, 2, 9, 10, 23, 24. In beiden Fällen wird unmittelbar unter der Verkehrsbahn ein Horizontalverband, dessen Transversalen aus Eisen und dessen Diagonalen aus Holz bestehen, eingeschaltet, welcher sich bei den Fachwerkbrücken mit unten liegender Fahrbahn und genügender Höhe der Tragwände auch über den letzteren wiederholt. Nicht selten wird mit demselben eine Bedachung, s. T. XXI, F. 23 u. 24, verbunden. Bei Fachwerkbrücken mit oben liegender Verkehrsbahn werden die Haupttragwände durch eine genügende Zahl vertikaler Kreuze abgesteift und diese letzteren mit den erwähnten Querzangen verschraubt.

Die Hauptträger besitzen dreiteilige, aus je drei rechteckigen Streckbäumen zu sammengesetzte Gurten, zwei Lagen Haupt- nebst einer Lage Gegenstreben, welche beide sich oben und unten stumpf gegen kurze querliegende, in die Gurten etwas eingelassene Klötze stemmen, und doppelte, aus Rundeisen bestehende Hängstangen, welche sich zwischen jenen Gurtbalken befinden, diese Klötze durchsetzen und oberhalb der Obergurten, sowie unterhalb der Untergurten mittels gemeinschaftlicher gufseiserner Platten, Vorlagscheiben und Muttern mit den beiden Gurten fest verbunden sind, s. T. XXI, F. 3 bis 5 und F. 25, 26. Allerdings würde an einem Ende der Zugstangen ein Kopf genügen, doch ist die Bildung eines solchen bei Stangen von gröfserer Länge mit mehr Schwierigkeiten verknüpft, als das Anschneiden von Gewinden. Die in den Gurt eingelassene Fläche der Stemmklötze nicht eben zu gestalten (T. XXI, F. 25, 26), hat nur dann einen Wert, wenn die Gurthölzer am Knotenpunkte noch besonders durch Bolzenlöcher

geschwächt sind, und wenn eine weitere Schwächung des Querschnittes an der Aufhängestange hierdurch vermieden werden soll. Doch kann man die Verbindung der Gurthölzer an den Knoten selbst unterlassen, diese vielmehr zwischen den Aufhängepunkten durchführen und ist dann eine ebene Fläche der Einfachheit wegen vorzuziehen, s. T. XXI, F. 5, 6. Um ein Verschieben der Streben an den Auflagerflächen zu verhüten, läſst man sie mit einem schwachen kurzen Zapfen in die Klötze ein oder verbindet sie mit denselben durch eiserne Dorne.

Die eichenen Stemmklötze sind bei älteren und neueren, so bei Brücken der American Bridge Co. durch guſseiserne Schuhe, welche mit den beiden zur Aufnahme der doppelten Hängstangen dienenden Öffnungen versehen sind, ersetzt worden, s. T. XXI, F. 27, 30. Die Streben stemmen sich hierbei auf die geneigten Flächen der Schuhe, während die Gurte zwischen deren Rippen hindurchgehen, die Zugstangen werden durch prismatische Angüsse geführt, welche mit den Anstoſsflächen fest verbunden eine gleichmäſsige Druckverteilung ermöglichen; letztere wird auſserdem noch durch eine bei *l* in F. 27 ersichtliche, die Muttern verbindende Lasche befördert. Da hölzerne Stemmklötze jedoch bei Fachwerkbrücken von 20- bis 25jähriger Dauer sich bewährt haben, guſseiserne Schuhe die Träger unnötig beschweren und verteuern, so liegt zu deren Anwendung ein genügender Grund nicht vor. Bei Brücken mit unten liegender Fahrbahn hat man auch wohl die Enden der Querschwellen selbst, nachdem sie entsprechend abgeschrägt waren, anstatt der Stemmklötze als Stützen der Streben benutzt. Die Querverbindungen der beiden Gurten stellt man durch Zangenbalken her, welche den horizontalen und vertikalen Kreuzbügen zum Anschluſs dienen. Auch bei diesen Zangenbalken erscheint ein Ersatz durch eiserne Querstangen, welche die Streckbäume durchsetzen, nicht gerechtfertigt, da erstere die letzteren schwächen und weil die Konstruktion, wegen des nicht unerheblichen Mehraufwandes an Guſs- und Schmiedeisen, schwerer und kostspieliger wird.

Bei zwei Strebenlagen, wie solche F. 9 in der Ansicht zeigt, ist eine Schwierigkeit in der Durchführung nirgends vorhanden. Bei vierfachem Gitterwerke, F. 23 bis 26, entsteht jedoch eine Modifikation in der Anordnung dadurch, daſs in der Mitte die Hauptstreben sich kreuzen. Man überschneidet dann in den bezüglichen Punkten die Streben und deckt die Überschneidungen durch eine guſseiserne Platte oder ordnet an der Übergangsstelle einen vertikalen Pfosten an, läſst in der Mitte desselben zwei Klötze von der Form der in der Gurte eingesattelten Strebenklötze ein und stemmt gegen diese die doppelten und einfachen Streben.

Über den Auflagern werden auſser den Zugstangen noch vertikale Hölzer angeordnet. Erstere sind notwendig, um in den Endstreben den nötigen Druck zu erzeugen, letztere um einen besseren Abschluſs zu erzielen. Doch dürfen sie nicht früher eingesetzt und mit den Gurten verbunden werden, bis die Schrauben selbst fest angezogen sind.

Die Gurtenden müssen so weit verlängert werden, daſs ein Abscheren des Holzes bei Übertragung des Schubes der letzten Klötze nicht erfolgen kann. Häufig befinden sich die Auflagerpunkte zwischen den beiden letzten Knotenpunkten, s. T. XX, F. 1. Diese Anordnung ist jedoch unzweckmäſsig, da bei einer Durchbiegung der Druck sich vielleicht an einer Stelle überträgt, an welcher der Träger gar nicht zur Aufnahme derselben geeignet ist. Um den Druck besser zu verteilen, hat man wohl Sattelhölzer untergelegt; es ist jedoch rationeller, das Auflager am Ende zu konzentrieren (F. 9). Auch bei mehr als zweiteiliger, also z. B. bei vierteiliger Anordnung der Streben ist es zweckmäſsig, das Auflager möglichst zu konzentrieren, zudem ist dahin zu trachten, in die Endständer

Biegungsspannungen nicht zu bringen. Letzteres würde geschehen, wollte man bei gleichbleibender Neigung die letzten Streben gegen die Mitte des Ständers stemmen. Zwar hat man in solchen Fällen das ganze Endfeld als Ständer konstruiert, aber gerade durch diese breite Auflagerung grofse Unbestimmtheit in die Beanspruchung der einzelnen Teile gebracht.

Um eine gegenseitige Längsverschiebung der Gurtbalken zu verhüten, legt man zwischen dieselben Holz- und Eisendübel ein, falls einer solchen Verschiebung nicht schon durch die Konstruktion am Knoten wirksam begegnet ist. Die in F. 27—29, T. XXI dargestellten Platten *K* erfüllen denselben Zweck; auch zwischen die Balken gelegte gufseiserne Scheiben von ⟼-förmigem Querschnitt, deren Ränder durch eine in der Mitte hindurch gehende Schraube an die zu verbindenden Hölzer geprefst werden, lassen sich vorteilhaft statt einer Verdübelung anwenden. Liegen die Querschwellen zwischen den Knoten auf den Gurten, so werden diese auf Achsial- und Biegungsfestigkeit zugleich beansprucht und sind dementsprechend zu berechnen.

Für den Quer- und Windverband gelten die bekannten Regeln. Ein charakteristisches Detail für die Anordnung eines Horizontalverbandes, welcher gewissermafsen einen liegenden Howe-Träger repräsentiert, zeigt F. 27 bei *m*. F. 31 bringt das an der Anschlufsstelle der Windstreben befindliche Gufsstück. F. 1 bis 6 giebt die Durchführung einer seitlichen Versteifung bei unten liegender Bahn.

Die Anordnung des Überbaues Howe'scher Fachwerkbrücken gestaltet sich für unten und oben liegende Brückenbahn im Einzelnen wie folgt.

Bei unten liegender Fahrbahn werden die drei unteren Streckbäume oben durch die zur Aufnahme der Fahrschienen bestimmten Querschwellen, unten durch die erwähnten Zangenbalken umfafst, diese beiden durch Bolzen verbunden und in den von ihnen gebildeten Zwischenraum die Windkreuze eingeschaltet. Bei niedrigeren Tragwänden werden die drei oberen Streckbäume unten durch die Stützklötze, oben durch kurze Balkenstücke von gleicher Länge gefafst und durch die Hängstangen aufeinander geprefst. Tragwände von hinreichender lichter Höhe erhalten Zangenbalken, unter welchen ein zweiter Horizontalverband angebracht wird.

Bei oben liegender Fahrbahn werden oberhalb der oberen und unterhalb der unteren Streckbäume Zangenbalken und an diesen in Entfernungen von 3 bis 4 m vertikale Kreuzbüge angebracht. Die doppelten Hängeisen gehen auch hier durch gemeinsame gufseiserne Vorlagplatten und pressen die Zangenbalken, samt den zwischen ihnen befindlichen einzelnen Teilen der Tragwände, fest zusammen.

In beiden Fällen werden die drei Streckbäume in Entfernungen von 0,75 bis 1 m durch einfache Querbolzen, an ihren Stöfsen mittels gufseiserner, 60 bis 70 cm langer, mit Krampen versehener Laschen und je 2 bis 4 Bolzen untereinander verbunden, während die Streben an ihren Kreuzungspunkten miteinander verbolzt werden.

Um die Tragfähigkeit der Fachwerkbrücken durch Verminderung ihrer Spannweite zu erhöhen, erhalten sie über den Jochen eine zu ihrer Achse parallele Unterlage einfacher oder doppelter Sattelhölzer, welche auf den Holmen der Joche oder auf den Mauerbalken der steinernen Pfeiler ruhen und bei hinreichender Konstruktionshöhe, durch einzelne oder mehrere, möglichst steil gestellte Kopfbänder unterstützt werden. Zur Vermehrung ihrer seitlichen Stabilität erhalten die Überbau-Konstruktionen der Fachwerkbrücken sowohl mit oben als mit unten liegender Brückenbahn nötigenfalls auf beiden Seiten eine zu ihrer Achse normale, mit den Jochen verbundene Verstrebung.

2. **Die Eisenbahn-Fachwerkbrücken.** a. **Mit oben liegender Brückenbahn.** Bei hinreichender Konstruktionshöhe und wo eine möglichste Verkürzung der Brückenjoche wünschenswert erscheint, wird die Brückenbahn auf die Träger gelegt, deren bei eingleisigen Brücken je 2, bei zweigleisigen Brücken meist je 4 angewandt werden, und besteht gewöhnlich aus Querschwellen, welche mit den Streckbäumen der Obergurten verkämmt sind und die Fahrschienen entweder direkt oder durch Vermittelung von Langschwellen aufnehmen, vergl. S. 383. Die zwischen den Fahrschienen befindlichen Bohlen werden zum Schutze gegen Feuersgefahr mitunter mit einer dünnen Kiesschicht bedeckt. Seitlich bringt man hölzerne Brüstungen in einem gegenseitigen Abstande von mindestens 4 m an, deren Pfosten am besten gleichzeitig an die Querschwellen und an die äufsersten Langschwellen angeschraubt werden. Wo besondere Bankette erforderlich werden, macht man die Querschwellen um 1 bis 1,5 m an jeder Seite länger und versieht sie je nach ihrer Entfernung mit einem Belage von Längsbohlen oder von Langschwellen mit Querbohlen. Der untere Querverband der Träger wird durch Querschwellen hergestellt, welche in denselben Entfernungen wie die oberen verlegt, mit denselben durch die doppelten Hängeisen und gufseisernen Vorlagplatten verbunden und hierbei von unten mit den unteren Streckbäumen verkämmt werden. Die beiden aus gekreuzten, an den Kreuzungsstellen überblatteten Balken bestehenden Horizontalverbände werden oben unter und unten auf die erwähnten Querschwellen geschraubt, sodafs sie zwischen die Ober- und Untergurten zu liegen kommen. Die zur Vertikalversteifung dienenden Kreuzbüge werden an den Enden, je ein Arm vorn, je ein Arm hinten, mit den Querschwellen verblattet und dort, sowie an ihren Kreuzungsstellen verschraubt.

b. **Mit unten liegender Brückenbahn.** Wo die Konstruktionshöhe der Brücke eine geringere ist, wird die Brückenbahn auf die Streckbäume der unteren Gurten gelegt, s. T. XXI, F. 1, 2 und 23, 24. Die Querschwellen werden hierbei in Entfernungen von ca. 1 m, meist zu je zweien, zwischen die Stemmklötze verlegt und mit den Streckbäumen der unteren Gurten verkämmt und verschraubt. Unterhalb der Stemmklötze und unter die Streckbäume der unteren Gurten werden Unterzüge an die doppelten Hängeisen der Tragwände gehängt, welche an die Enden der unter sich verblatteten und in den Kreuzungspunkten verschraubten Kreuzbüge des Horizontalverbandes angebolzt sind. Die lichte Weite der Träger mit Einschlufs aller hervorstehenden Verbindungsschrauben mufs bei normalspurigen Bahnen, dem Normalprofil entsprechend, mindestens 4 m betragen. Übertrifft die Höhe der Tragwände die Höhe von 4,8 m dieses Normalprofils, so werden dieselben auch durch Überzüge verbunden, welche mit den Streckbäumen der oberen Gurten verkämmt und unter welche die Kreuzbüge eines zweiten Horizontalverbandes geschraubt werden. Die Dauer der Brücke wird hierbei wesentlich erhöht, wenn jene Überzüge mit reichlich überhängenden Sparren verbunden werden, welche ein Pfettendach aufnehmen, das den Überbau auch von der Seite hinreichend gegen Nässe schützt.

3. **Die Strafsen-Fachwerkbrücken.** a. **Mit oben liegender Brückenbahn.** Bei genügender Konstruktionshöhe und zur möglichsten Verminderung der Jochhöhen wird die Brückenbahn auf die Träger gelegt, welche letztere bei geringen Breiten der Bankette entweder nur unter der Fahrbahn angebracht werden, während die Bankette vorgekragt sind, oder bei gröfseren Bankettbreiten sowohl unter der Fahrbahn als auch unter den Banketten angebracht werden. Die gegenseitigen Abstände der Träger, welche unter einer durch Einzellasten beschwerten Fahrbahn geringer und unter gleichförmig belasteten Banketten etwas gröfser angenommen werden, richten sich sowohl nach der

für den Verkehr erforderlichen Breite, als auch nach der hiervon abhängigen Belastung der Brückenbahn und deren Verteilung.

Bei der Breite einer für den Verkehr nur je eines Fuhrwerkes bestimmten Fahrbahn von 2,5 bis 3 m, an welche sich zwei je 0,5 bis 0,75 m breite Bankette anschliefsen, genügen zwei Fachwerkträger, welche unter den Seitenkanten der Fahrbahn angebracht und mit starken, beiderseits behufs Aufnahme der Bankette hinreichend vorspringenden Querschwellen belegt werden. Bei der Breite einer für den Verkehr je zweier sich begegnenden Fuhrwerke bestimmten Fahrbahn von 5 bis 5,5 m, an welche sich zwei je 1,25 bis 1,5 m breite Bankette anschliefsen, genügen 3, höchstens 4 stärkere Fachwerkträger unter der Fahrbahn und 2 schwächere Fachwerkträger unter den beiden Aufsenkanten jener breiteren Fufswege. Bankette von 0,75 bis 1 m Breite können bei Anwendung stärkerer Querschwellen vorgekragt werden. Die Stabilität der Fachwerkträger wird in Entfernungen von 4 bis 5 m durch vertikale Kreuzbüge, über den Zwischen- und Endjochen überdies durch einfache oder doppelte, mit denselben fest verbundene Aufsenstreben gesichert. Die unmittelbar auf den Trägern ruhenden Querschwellen nehmen unter der Fahrbahn meist je 0,75 bis 1 m, unter den Banketten meist je 1 bis 1,5 m von einander entfernte Langschwellen auf, welche erstere mit starken Querbohlen belegt werden, die entweder noch einen zweiten, schwächeren Belag oder eine Beschotterung aufzunehmen haben. Auf die unter den Banketten liegenden Teile der Querschwellen werden nicht selten, behufs Erhöhung der ersteren, noch kurze Sattelhölzer geschraubt, welche den für den Fufsverkehr bequemeren Längsbohlenbelag unterstützen. Die Pfosten der an beiden Aufsenkanten der Bankette anzubringenden Brüstung werden am einfachsten an den Kreuzungsstellen der Quer- und Langschwellen in beide etwas eingelassen und mittels je zweier, unter einem rechten Winkel versetzter Schraubenbolzen mit denselben verbunden. Bei zu gewärtigenden starken Seitenstöfsen werden diese Pfosten durch Büge gegen die nach aufsen vorstehenden Querschwellen abgestrebt.

b. Mit unten liegender Brückenbahn. Ist die Konstruktionshöhe der Brücke eine beschränkte, so wird die von unten nach oben aus Querschwellen, Langschwellen und Querbohlen ohne oder mit Beschotterung bestehende Fahrbahn auf die unteren Gurten der Fachwerkträger gelegt. Bei beschränkter Breite, wie sie besonders bei interimistischen Brücken vorkommt, werden die Bankette ganz weggelassen und dann, bei Anwendung beschotterter Fahrbahnen, diese dicht neben den Fachwerkträgern mit Saumschwellen eingefafst. Bei definitiven, stark frequentierten Strafsenbrücken werden die Bankette entweder zwischen oder aufserhalb neben den Fachwerkträgern angeordnet und im ersteren Falle aus Langschwellen hergestellt, welche auf die Querschwellen geschraubt und mit Querbohlen derart belegt werden, dafs die letzteren sich höher als die Oberfläche der Fahrbahn befinden und behufs Ableitung des Wassers nach innen geneigt sind. Eine hölzerne Rinne, welche zugleich die Saumschwelle der Fahrbahn bildet und zeitweise mit senkrechten Abflufsöffnungen versehen ist, führt das von den Banketten abfliefsende Wasser ab. Statt der Querbohlen werden häufig Längsbohlen angewandt, welche für den Fufsverkehr bequemer sind, und auf kurze hölzerne, mit den Querschwellen verschraubte Sattelstücke genagelt werden. Bei aufserhalb angebrachten Banketten liegen meist Längsbohlen auf den über die Untergurten der Fachwerkträger hinaus verlängerten, auf denselben ruhenden Querschwellen, an welche letztere zugleich die Geländerpfosten geschraubt werden. Unter die Querschwellen und zwischen die Untergurten der Fachwerkträger wird in beiden Fällen ein Horizontalverband eingelegt, dessen Diagonalen in den Kreuzungspunkten an die Querschwellen angeschraubt und

mit den Untergurten entweder mittels Zapfen oder mittels geeigneter angeschraubter gufseiserner Schuhe verbunden werden. Übertrifft die Höhe der Fachwerkträger den zum Strafsenverkehr erforderlichen lichten Raum, so wird auch oben ein Horizontalverband angebracht, welcher aus kräftigen, auf die Obergurten geschraubten Querschwellen besteht, unter welchen, und zwar zwischen den Obergurten, die Diagonalen in der bei Beschreibung des unteren Horizontalverbandes angegebenen Weise befestigt werden. Mit diesem oberen Horizontalverbande läfst sich — wie bei den Eisenbahnbrücken — eine Bedachung verbinden, indem man an die erwähnten oberen Querschwellen Sparren anblattet, die letzteren mit Verschalung versieht und mit einem leichten, aus Schiefer, Zink, verzinktem Eisenblech oder Teerpappe bestehenden Material eindeckt. Liegen die Sparren weiter auseinander, so werden sie am besten mit Fetten belegt und diese mit Wellenblechen aus Zink oder aus verzinktem Eisenblech abgedeckt.[16])

Aufser den vorgenannten Systemen sind namentlich in Amerika zur Zeit eine Reihe anderer Konstruktionen zur Ausführung gekommen. Hierher gehören die hölzernen Fachwerkbrücken mit dem Stabsystem des gleichschenkligen Dreiecks mit eingeschalteten, lotrechten Hängstangen, welche einen Teil der Brückenbahnbelastung auf die oberen Knoten übertragen, s. T. XXI, F. 11, 12 und 13, wovon die beiden letzteren die Details eines oberen und eines unteren Knotens darstellen. Ferner hat die Chicago Bridge Co. vor noch nicht langer Zeit mehrere Kilometer Eisenbahnbrücken nach Post's System, welches aufser von der genannten hauptsächlich noch von der Watson Manufacturing Co., von letzterer jedoch meist in Eisen allein, zur Ausführung kam, erbaut. Die Anordnung charakterisiert sich dadurch, dafs die Ausladung der Druckstreben der halben Länge eines Feldes gleichkommt. Diese schiefe Stellung bedingt eine kleine Materialersparnis, da der Winkel sich der günstigsten Neigung für die Streben mehr nähert, als die Vertikale. Je nachdem das System als zwei-, drei- oder vierfaches durchgeführt wird, erhält der Träger eine Höhe von $1^1/_2$, $2^1/_2$, $3^1/_2$ Felderlängen und werden die Zugbänder stets unter 45 Grad gestellt. Hiernach beträgt die Neigung der Streben gegen die Vertikale beim zwei-, drei-, vierfachen Systeme 1:3, 1:5, 1:7.

F. 33 bis 35, T. XX zeigen eine zweiteilige Anordnung. Der Abschlufs wird meist als vertikaler, abweichend von der sonst üblichen Konstruktion bei anderen Systemen, durchgeführt. Der Obergurt und die Druckstäbe sind in Holz, der Untergurt und die Zugstäbe in Schmiedeisen hergestellt, die Gegendiagonalen, unnötigerweise auf die ganze Länge angeordnet, sind stets mit Schraubenschlössern zum Anspannen versehen und aus Rundeisen gebildet. Die Verbindung zwischen Holz und Eisen wird an den Knotenpunkten durch gufseiserne Schuhe bewirkt. Als eine der bedeutendsten Brücken dieser Art erscheint die Brazos Riverbrücke der International Railway von Texas, welche eine freie Spannweite von 78,0 m besitzt.

Konstruktiv rationeller als das Post'sche ist das in neuester Zeit von der American Bridge Co. zur Anwendung gebrachte, ihr patentierte System für Fachwerkbrücken aus Holz und Eisen. Es ist ein einfaches Fachwerk mit schrägem Endabschlufs, wie es durch F. 14, T. XX dargestellt erscheint. Die Vertikalen, auf Druck beansprucht, sowie der Obergurt sind in Holz durchgeführt; die Diagonalen und der Untergurt aus schmiedeisernen Zuggliedern gebildet. F. 15 bis 22 zeigen die Knotenverbindung. Sie wird ähnlich wie beim Post'schen System durch Vermittelung gufseiserner Schuhe bewirkt. Oben stöfst das Gufsstück der Vertikale stumpf gegen den Obergurt, unten gegen

[16]) Über die Beziehungen der Bedachung zu der äufseren Erscheinung der Fachwerkbrücken vergl. Kapitel VI, § 14.



den schmiedeisernen Querträger, welcher in der üblichen Weise am Bolzen aufgehängt ist. Der untere Horizontalverband (aus den Figuren nicht ersichtlich) wird durch die Querträger und an denselben befestigte Diagonalstangen in ganz derselben Weise wie bei rein eisernen Brücken bewirkt, der obere Horizontalverband bildet einen wagrecht liegenden Howe-Träger mit senkrecht zur Brückenachse angeordneten, eisernen Zugstangen und Holzstreben als Diagonalen, deren Verbindung durch ein Gufsstück geschieht, das zum Teile in F. 15, 16 ersichtlich ist. Besonderes Interesse gewährt die Anordnung der Auflagerung F. 21, 22. Derselbe Bolzen, welcher durch die Bänder des Zuggurtes und das Gufsstück der geneigten Endstreben greift, vermittelt gleichzeitig die Verbindung mit dem ebenfalls in Gufs hergestellten Pendellager, das die bei Temperaturänderungen entstehende Ausdehnung oder Verkürzung der Brücke ermöglicht. Der Obergurt wird in vielen Fällen durch eine Wellenblechdecke vor dem Einflusse der Nässe geschützt.

Ein Bedenken kann man bei Betrachtung dieser Konstruktion nicht unterdrücken. Soll das ungleiche Verhalten gegen die Wärme der beiden Materialien Holz und Eisen ohne Einflufs auf die Beanspruchung bleiben, so ist eine vollständig gelenkförmige Durchführung der Knotenpunkte nötig. Gegen diese aber verstöfst der stumpfe Anschlufs der Streben, welche sich beispielsweise bei Verlängerung des Untergurtes notwendiger Weise etwas schief stellen müssen und hierdurch den oberen Schraubenverband lockern. Freilich ist diese Verschiebung selbst nur eine sehr geringe. Jedenfalls aber scheint es rationeller, den Bolzen oben und unten so durchgreifen zu lassen, dafs eine kleine Drehung der Streben möglich ist.

4. **Statische Berechnung der Fachwerkbrücken.**[17]) a. **Parallelträger mit Stäben nach dem System des gleichschenkligen Dreiecks und beliebiger Belastung.** Bezeichnet

X_m und Z_m die Spannung bezw. in dem $m$ten oberen und $m$ten unteren Gurtstück,

x_m und z_m den zugehörigen, auf den zweckmäfsigsten Drehpunkt bezogenen Hebelarm und

${}^sM_m$ und ${}^sM_{m+1}$ das auf den zugehörigen zweckmäfsigsten Drehpunkt bezogene Angriffsmoment,

so ist

$$X_m = -\frac{1}{x_m} \cdot {}^sM_m \text{ und } Z_m = \frac{1}{z_m} \cdot {}^sM_{m+1} \quad \ldots \ldots \quad 67.$$

Nennt man Y_m^r und Y_m^l die Spannung in dem bezw. rechts und links steigenden Stabe,

y_m^r und y_m^l den zugehörigen, bezw. auf den zweckmäfsigsten Drehpunkt D_m und D_{m-1} bezogenen Hebelarm,

${}^sM_m$ und ${}^sM_{m-1}$ das zugehörige Angriffsmoment,

so ist die Spannung

$$Y_m^r = \frac{1}{y_m^r} \cdot {}^sM_m \text{ und } Y_m^l = -\frac{1}{y_m^l} \cdot {}^sM_{m-1} \quad \ldots \ldots \quad 68.$$

α. **Ungleiche und ungleich verteilte Lasten.** Bezeichnen

P und Q die links und rechts von einem beliebigen, durch den Träger geführten Schnitt $\alpha\beta$ gelegenen Lasten,

p und q bezw. deren Abstände von der linken und rechten Stütze,

a und b die Abstände des zweckmäfsigsten Drehpunktes D bezw. von der linken und rechten Stütze A und B,

---

[17]) Bezüglich einer ausführlichen Theorie der Fachwerkbrücken ist auf die zweite Abteilung dieses Werkes zu verweisen.

so ist, mit Bezug auf Fig. 32, für einen zwischen den Stützen mit der Stützweite l liegenden Drehpunkt D ganz allgemein das reduzierte Angriffsmoment

$$ {}^*M = P\frac{p}{l}.b + Q\frac{q}{l}.a \qquad 69. $$

Die ungünstigste Laststellung ergiebt sich aus der Bedingung

$$ Pb - Qa \gtrless 0 \qquad 70. $$

Fig. 32.

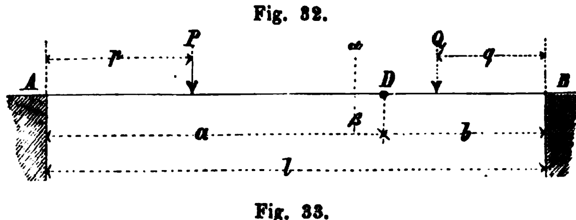


Fig. 33.

in Bezug auf denjenigen Knotenpunkt des Trägers, für welchen diese Differenz aus einem positiven in einen negativen Wert übergeht.

Wirkt innerhalb eines Feldes EF des Trägers von der Weite λ, s. Fig. 33, für welche die Lage des Schnittes gleichgiltig ist, noch eine Last T, während sich links und rechts von derselben bezw. die Lasten P und Q befinden, so erscheint es zweifelhaft, ob T links oder rechts von dem Schnitte anzunehmen ist. Zerlegt man aber T in die Partiallasten

$$ T.\frac{\lambda_2}{\lambda} = R \text{ und } T.\frac{\lambda_1}{\lambda} = S, \qquad 71. $$

welche bezw. in den Punkten E und F mit den Abständen r und s von dem linken und rechten Stützpunkt wirkend anzunehmen, also bei der Entwickelung des Angriffsmomentes bezw. auf das linke und rechte Auflager zu reduzieren sind, so ergiebt sich das reduzierte Angriffsmoment

$$ {}^*M = \frac{Pp+Rr}{l}.b + \frac{Qq+Ss}{l}.a \qquad 72. $$

Je nachdem dieser Ausdruck, nach Einführung der Zahlenwerte, positiv oder negativ, also

$$ Pb - Qa + \frac{T}{\lambda}(s.a - r.a) \gtrless 0 \qquad 73. $$

wird, müssen die Lasten bezw. nach rechts oder nach links verschoben werden, um die Gurtspannung bezw. zu vermehren oder zu vermindern. Dieser Ausdruck ändert sich aber nicht, solange P, Q und T sich nicht ändern. Das relativ gröfste Angriffsmoment entsteht daher, solange P, Q und T dieselben bleiben, für diejenige Stellung derselben, bei welcher jener positive in einen negativen Wert übergeht, insbesondere also die Last T über einem der Knotenpunkte E oder F des durchschnittenen Feldes steht.

β. Gleiche und gleichförmig auf Knotenpunkte verteilte Lasten. Erhält der Träger, wie gewöhnlich, n gleiche Felder mit der Weite λ, also $n-1$ freiliegende Knotenpunkte und hat in jedem Knotenpunkte die Last k zu tragen, so wird für einen Schnitt in dem beliebigen $m$ten Felde

$$ P = k(m-1),\ Q = k(n-m),\ p = \frac{m\lambda}{2},\ q = \frac{(n-m+1)}{2}, $$

mithin ergiebt sich, wenn $n\lambda = l$ gesetzt wird und a, b dieselbe Bedeutung behalten, für einen beliebigen, zwischen die Stützen fallenden Drehpunkt aus Gleichung 69 das reduzierte Angriffsmoment

$$ {}^*M_m = \frac{k}{2n}\left[(m-1)\,mb + (n-m)(n+1-m)\,a\right] \qquad 74. $$

Fällt der Drehpunkt mit dem $m$ten Knotenpunkte zusammen, oder in eine, durch ihn geführte Lotrechte, so wird noch $a = m\lambda$ und $b = (n - m)\lambda$, mithin, wenn diese Werte in Gleichung 74 eingeführt werden:

$$^{a}M_m = \frac{k\lambda}{2} m(n-m) \quad \ldots \quad 75.$$

Fällt dagegen der Drehpunkt mit dem $(m-1)$ten Knotenpunkte zusammen, oder in eine durch ihn geführte Lotrechte, so wird $a = (m-1)\lambda$ und $b = (n+1-m)\lambda$, mithin, wenn diese Werte in Gleichung 74 eingeführt werden,

$$^{a}M_m = \frac{k\lambda}{2n} (m-1)(n+1-m) \quad \ldots \quad 76.$$

Fällt der Drehpunkt in die Mitte des Trägers, in welchem Fall $m = \frac{n}{2}$, so erreicht dieses Angriffsmoment sein absolutes Maximum

$$^{a}M_{max} = k\lambda \cdot \frac{n^2}{2} \quad \ldots \quad 77.$$

γ. Gleichförmig und stetig verteilte Lasten. Bezeichnet g die gröfste, auf die Längeneinheit gleichförmig verteilte Belastung, so wird $P = 2pg$ und $Q = 2qg$, daher nach Gleichung 69 für einen beliebigen, zwischen die Stützen fallenden Drehpunkt das reduzierte Angriffsmoment

$$^{a}M = \frac{2g}{l}(p^2 \cdot b + q^2 \cdot a) \quad \ldots \quad 78.$$

Fällt der Drehpunkt mit dem Schnitte zusammen, so wird noch $p = \frac{a}{2}$ und $q = \frac{b}{2}$, mithin ergiebt sich, wenn diese Werte in Gleichung 78 eingeführt werden, für einen mit dem Schnitte zusammenfallenden Drehpunkt das reduzierte Angriffsmoment

$$^{a}M = \frac{g}{2} \cdot a \cdot b \quad \ldots \quad 79.$$

Fällt der Drehpunkt in die Mitte des Trägers, in welchem Falle $a = b = \frac{l}{2}$, so erreicht dieses Angriffsmoment sein absolutes Maximum

$$^{a}M_{max} = g \cdot \frac{l^2}{8} \quad \ldots \quad 80.$$

Fallen die Drehpunkte, wie dies bei Aufstellung der Momente für die Stäbe der Fall zu sein pflegt, aufserhalb der Stützen, so ist in den vorstehenden Gleichungen $-a$ statt $+a$ zu setzen, wenn sie links, und $-b$ statt $+b$ zu setzen, wenn sie rechts von den beiden Stützpunkten fallen. Hierdurch erhalten die Glieder von ^{a}M entgegengesetzte Vorzeichen, mithin ergeben sich für einen, z. B. links von den Stützen befindlichen Drehpunkt deren Maxima, wenn die Faktoren Pp und Rr von b ihren gröfsten und die Faktoren Qq und Ss von a ihren kleinsten Wert annehmen und deren Minima, wenn das Umgekehrte stattfindet.

α. Ungleiche und ungleich verteilte Lasten. Hiernach erhält man für einen links von den beiden Stützpunkten liegenden Drehpunkt aus Gleichung 69 das gröfste positive Angriffsmoment

$$^{a}M_{max} = Pp_{max} \cdot \frac{b}{l} - Qq_{min} \cdot \frac{a}{l} \quad \ldots \quad 81.$$

und das gröfste negative Angriffsmoment

$$^{a}M_{min} = Pp_{min} \cdot \frac{b}{l} - Qq_{max} \cdot \frac{a}{l} \quad \ldots \quad 82.$$

β. Gleiche und gleichförmig auf Knotenpunkte verteilte Lasten. Versteht man unter e und v bezw. die Eigengewichtsbelastung und die gröfste Verkehrslast, also $e + v$ die gröfste, e die kleinste Belastung je eines Knotenpunktes, so erhält man

für einen links von den Stützpunkten liegenden Drehpunkt aus Gleichung 81 u. 82 bezw. das gröfste positive und das kleinste negative Angriffsmoment

$$^{a}M_{max} = (e+v)\frac{m(m+1)}{2n}.b - e.\frac{(n-m)(n-1-m)}{2n}.a \quad \ldots\ldots \quad 83.$$

$$\text{und}\quad ^{a}M_{min} = e.\frac{m(m+1)}{2n}.b - (e+v)\frac{(n-m)(n-1-m)}{2n}.a \quad \ldots\ldots \quad 84.$$

γ. Gleichförmig und stetig verteilte Lasten. Wird der Schnitt in dem Abstande $2p$ vom linken oder $2q$ vom rechten Stützpunkt angenommen, so ist, wenn e und v dieselbe Bedeutung für die Längeneinheit haben, bezw. $e+v$ die gröfste und e die kleinste Belastung darstellt, für einen links von den Stützen liegenden Drehpunkt das gröfste positive Angriffsmoment

$$^{a}M_{m\,max} = (e+v)\frac{2p^2}{l}.b - e.\frac{2q^2}{l}.a \quad \ldots\ldots \quad 85.$$

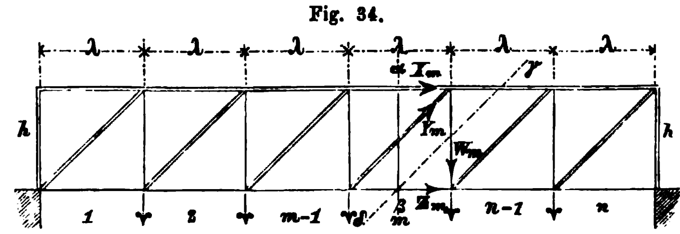
und das gröfste negative Angriffsmoment

$$^{a}M_{m\,min} = e.\frac{2p^2}{l}.b - (e+v).\frac{2q^2}{l}.a. \quad \ldots\ldots \quad 86.$$

Die hölzernen Fachwerkbrücken werden gegenwärtig meist mit Parallelträgern und rechtwinkligem Stabsystem konstruiert, welches bei kleinen Spannweiten einfach, bei gröfseren Spannweiten zwei- und mehrfach ist.

b. Parallelträger mit Stäben nach dem System des rechtwinkligen Dreiecks. α. Einfaches Stabsystem. Diese Träger lassen sich mittels der früher aufgestellten Formeln 67 u. 68 und 69 bis 86 berechnen. Nimmt man, wie es gewöhnlich geschieht, n Felder von der gleichen Länge λ und der Höhe h, s. Fig. 34, an, so vereinfachen sich jene Formeln wie folgt. Angenommen die Fahrbahn liege unten und der Träger sei in jedem unteren Knotenpunkte mit der ruhenden Last e und der gröfsten bewegten Last v beschwert, so ergiebt sich für das System mit gedrückten Diagonalen und gezogenen Vertikalen die gröfste Spannung des $m$ten oberen Gurtstücks

Fig. 34.



$$X_{m\,min} = -(e+v)\frac{\lambda}{2h}(m-1)(n+1-m), \quad \ldots\ldots \quad 87.$$

und des $m$ten unteren Gurtstücks

$$Z_{m\,max} = (e+v)\frac{\lambda}{2h}\,m(n-m), \quad \ldots\ldots \quad 88.$$

worin $(e+v)\frac{\lambda}{2h}$ eine Konstante darstellt, welche mit einem variablen Produkte zu multiplizieren ist.

Die Grenzspannungen der Diagonalen 1 bis n mit der durchweg gleichen Länge $d = \sqrt{\lambda^2+h^2}$ sind

$$Y_{m\,min} = -\frac{d}{2h}\left[e(n+1-2m)+\frac{v}{n}(n-m)(n+1-m)\right] \quad \ldots \quad 89.$$

$$\text{und}\quad Y_{m\,max} = \frac{d}{2h}\left[-e(n+1-2m)+\frac{v}{n}\,m(m-1)\right], \quad \ldots\ldots \quad 90$$

worin $\frac{dp}{2h}$ und $\frac{dq}{2nh}$ wiederum Konstante vorstellen.

Die Grenzspannungen in den Vertikalen 0 bis $n-1$ sind

$$V_{m\,max} = \frac{e}{2}(n+1-2m) + \frac{v}{2n}(n-m)(n+1-m) \quad . \quad . \quad 91.$$

$$\text{und } V_{m\,min} = \frac{e}{2}(n+1-2m) - \frac{v}{2n}m(m-1) \quad . \quad . \quad 92.$$

Sind die Spannungen dieses Trägers mit durchweg rechts steigenden Diagonalen, welche auf der linken Seite Druck-, auf der rechten Seite Zugspannungen annehmen, berechnet, so lassen sich hieraus leicht die Spannungen des Trägers mit nur gedrückten, zur Mittellinie symmetrischen Diagonalen ableiten, wenn man alle Diagonalen, welche Zugspannung annehmen, wegläfst und durch solche mit entgegengesetzter Neigung und mit Druckspannung ersetzt.

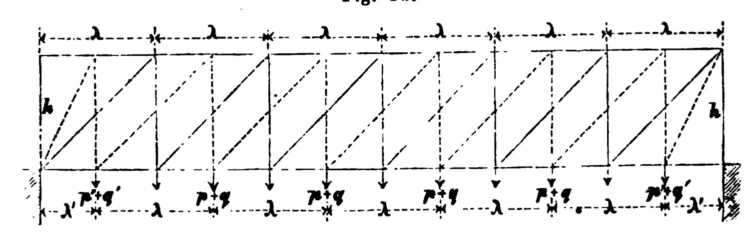
Liegt die Brückenbahn oben, so bleiben die Spannungen der Gurten und Diagonalen dieselben und es gehen nur die Grenzspannungen der Vertikalen von 0 bis $n-1$ in die folgenden über:

$$V_{m\,max} = \frac{e}{2}(n-1-2m) + \frac{v}{2n}(n-m)(n-1-m) \quad . \quad . \quad 93.$$

$$\text{und } V_{m\,min} = \frac{e}{2}(n-1-2m) - \frac{v}{2n}m(m+1) \quad . \quad . \quad 94.$$

β. Zwei- und mehrfaches Stabsystem. Bei Parallelträgern mit gröfseren Spannweiten, deren Feldweiten bei dem zweckmäfsigsten Neigungswinkel der Diagonalen von 45° zu grofs werden würden, um eine angemessene Konstruktion der Brückenbahn zuzulassen, schaltet man in das einfache System ein zweites ein, s. Fig. 35, welches mit einem schmaleren, meist halb so breiten Felde anfängt und endigt, in der Mitte aber Felder von derselben Breite wie das erste System besitzt.

Fig. 35.



Die statische Berechnung des in dieser Weise zusammengesetzten Parallelträgers erfolgt für jedes System besonders, wobei das erste, mit durchweg gleichbreiten Feldern versehene System nach den zuvor entwickelten Formeln und unter Annahme der entsprechenden Knotenlast und das zweite System nach den zuvor entwickelten allgemeinen oder nach besonders zu entwickelnden Formeln berechnet werden kann. Die Spannungen des zusammengesetzten Systems ergeben sich dann aus den Spannungen der aufeinandergelegt gedachten Schematen der Einzelsysteme, indem dieselben bei den sich deckenden Teilen, also bei den Gurten und bei den Endständern, summiert werden.

Wird die Breite des ersten, kleineren Feldes des zweiten Systems mit $\lambda_{,} = \alpha . \lambda$, die Knotenbelastung seiner ersten Vertikalen mit $e + v = \beta(e+v)$ bezeichnet und die übrigen Benennungen beibehalten, so ist mit Bezug auf Fig. 35 die Spannung im $m$ten oberen Gurtstück

$$X_m = -\frac{(e+v)\lambda}{2h}\left[(m-1)(n+1-m) + \alpha(n+2\beta-1)\right] \quad . \quad . \quad 95.$$

und im $m$ten unteren Gurtstück

$$Z_m = \frac{(e+v)\lambda}{2h}\left[m(n-m+\alpha(n+2\beta-1)\right] \quad . \quad . \quad 96.$$

Hierdurch sind die Spannungen in den $n-1$ mittleren, breiten Feldern bestimmt. In dem ersten, schmalen Felde beträgt die Spannung im 0ten oberen Gurtstück $X_0 = 0$

und im 0ten unteren Gurtstück

$$Z_0 = \frac{(e+v)\lambda\alpha}{h}\left(\beta + \frac{n-1}{2}\right), \quad \ldots \ldots \quad 97.$$

in dem letzten, schmalen Felde die Spannung im $(n+1)$ten oberen Gurtstück

$$X_0 = -\frac{(e+v)\lambda\alpha}{h}\left(\beta + \frac{n-1}{2}\right) \quad \ldots \ldots \quad 98.$$

und im $(n+1)$ten unteren Gurtstück $Z_{n+1} = 0$.

Die Grenzspannungen der Vertikalstäbe ergeben sich aus den Formeln:

$$V_{m\,max} = \frac{e}{2}(n-1-2m) + \frac{v}{n+2\alpha}\left[(n-1-m)\left(\alpha + \frac{n-m}{2}\right) + \alpha.\beta\right] \quad . . \quad 99.$$

$$\text{und } V_{m\,min} = \frac{e}{2}(n-1-2m) - \frac{v}{n+2\alpha}\left[m\left(\frac{m+1}{2} + \alpha\right) + \alpha.\beta\right] \quad \ldots \quad 100.$$

und gelten für $m = 0$ bis $m = n$. Der linke Endständer erfährt die Spannung $V_0 = 0$, der rechte Endständer die Spannung

$$V_{n+1} = -(e+v)\left(\frac{n-1}{2} + \beta\right). \quad \ldots \ldots \quad 101.$$

Die Diagonalen in den mittleren Feldern von der Länge d erfahren die Grenzspannungen

$$Y_{m\,min} = -\frac{d}{h}\left[\frac{e}{2}(n+1-2m) + \frac{v}{n+2\alpha}(n-m)\left(\frac{n+1-m}{2} + \alpha\right) + \alpha.\beta\right] \quad . . . \quad 102.$$

$$\text{und } \quad Y_{m\,max} = \frac{d}{h}\left[-\frac{e}{2}(n+1-2m) + \frac{v}{n+2\alpha}(m-1)\left(\alpha + \frac{m}{2}\right) + \alpha.\beta\right] \quad . . . \quad 103.$$

Die in dem ersten schmalen Felde befindliche Diagonale mit der Länge $d_,$ erfährt die Spannung

$$Y_0 = -\frac{(e+v)d_,}{h}\left(\frac{n-1}{2} + \beta\right), \quad \ldots \ldots \quad 104.$$

die im letzten schmalen Felde befindliche Diagonale mit der Länge $d_{,,}$ die Spannung

$$Y_{n+1} = \frac{(e+v)d_{,,}}{h}\left(\frac{n-1}{2} + \beta\right). \quad \ldots \ldots \quad 105.$$

Diese Specialformeln für Parallelträger mit ungleichen Endfeldern lassen sich auch für solche mit drei- und mehrfachem Stabsystem benutzen, wenn für α und β entsprechend veränderte Werte gesetzt werden.

5. **Dimensionierung der Fachwerkträger.** Hinsichtlich der Dimensionierung der Streben ist Nachstehendes zu beachten: Es sei F die für reine Druckfestigkeit nach der Formel $F = \frac{S}{K}$ berechnete Querschnittsfläche, worin S die vom Stabe aufzunehmende Spannung, K die zulässige Inanspruchnahme, vergl. § 3. Mit Rücksicht auf die Sicherheit gegen Einknicken setze man nun die wirklich anzuwendende Querschnittsfläche F_1 in analoger Weise, wie dies demnächst bei Ermittelung der Querschnittsflächen für die Druckstäbe eiserner Brücken gezeigt wird, $F_1 = F\left(1 + C\frac{l^2 F_1}{J_1}\right)$, wenn J_1 das Trägheitsmoment von F_1, l die Stablänge und C eine Konstante bezeichnet, welche für ebene Enden mit 0,00015 angenommen werden darf. Unter dieser Voraussetzung erhält man für einen rechteckigen Querschnitt, an welchem h die kleinere der beiden Querschnittsdimensionen des Querschnittes F_1 ist,

$$F_1 = F\left(1 + 0{,}0018\frac{l^2}{h^2}\right). \quad \ldots \ldots \quad 106.$$

Unter Anwendung eines rechteckigen Querschnittes mufs h zuerst näherungsweise angenommen werden, für den im vorliegenden Falle meist vorkommenden quadratischen Querschnitt ist $F_1 = h^2$; woraus sich ergiebt:

$$F_1 = \frac{F}{2} + \sqrt{\frac{F^2}{4} + 0{,}0018\,l^2} \quad \text{oder} \quad F_1 = \frac{S}{2K} + \sqrt{\frac{S^2}{4K^2} + 0{,}0018\,l^2} \quad . . \quad 107.$$

Für die eisernen Zugstangen ist als nutzbarer der kleinste Querschnitt derselben zu Grunde zu legen, für den Fall also, dafs in den ursprünglich gleichstarken Stab die

Schraubengewinde eingeschnitten sind, der Kerndurchmesser am Gewinde zu berücksichtigen. Bei längeren Stangen erscheint es ratsam, die Stelle, an welcher die Schraubengänge zu bilden sind, vorher durch Stauchen auf eine gröfsere Stärke zu bringen.

Die erforderliche Spannung der Zugstangen über dem Auflager einfacher Träger kommt dem halben Stützendrucke gleich, die Stangen könnten also schwächer als ihre Nachbaren gehalten werden; an einem Mittellager kontinuierlicher Träger hingegen ist die Summe der Spannungen sämtlicher vertikalen Stangen dem Stützendrucke gleich. Durch die Belastung entsteht ein Druck, der zum Teile eine Verminderung der Spannungen, ein Zusammenpressen der hölzernen Endständer bewirkt. Die Bedingung, dafs die Längenänderung von Vertikalpfosten und Endzugstange dieselbe sein mufs, liefert für den Druck S auf die Endpfosten eines einfachen Trägers, wenn E und E_1 der Elasticitätsmodul für Eisen und bezw. Holz, f und f_1 die bezüglichen Querschnitte von Zugstange und Pfosten, A der Stützendruck,

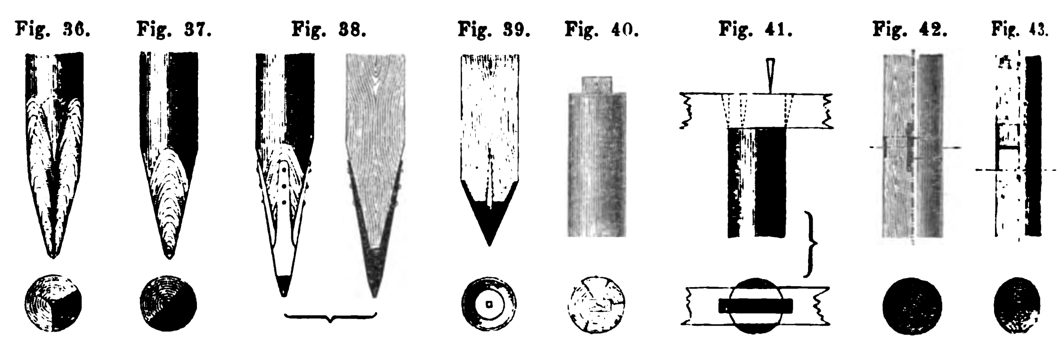
$$S = \frac{E_1 f_1}{E f + E_1 f_1} \cdot \frac{A}{2} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 108.$$

In der Regel ergiebt sich dieser Druck so klein, dafs man den Pfosten stärker machen mufs, als es die Rechnung fordert.

Bei Dimensionierung der Gurte ist, wenn die Übertragung der Last nur an den Knotenpunkten erfolgt, für die Zuggurte die Spannung S durch die zulässige Inanspruchnahme zu dividieren, um die nutzbare Querschnittsfläche zu erhalten. Aus dieser ergiebt sich durch Zuschlag der bei Einschnitten oder Bolzenlöchern verloren gegangenen Flächen die wirklich nötige Querschnittsfläche. Hierbei ist jedoch noch eines zu beachten. Es ist bei Holzkonstruktionen im allgemeinen sehr schwer, Balken, welche auf Zug beansprucht werden, an den Stofsstellen miteinander so zu verbinden, dafs an Festigkeit nichts verloren geht. Man pflegt daher im gezogenen Gurt den gestofsenen Balken nicht mit in den nutzbaren Querschnitt einzubeziehen, und verzichtet am Stofse auf einen eigenen Ersatz für den gezogenen Balken, bringt aber eine gufseiserne Deckplatte auf einer Seite des Stofses an, s. F. 7, 8, T. XXI. Diese ganze Anordnung ist jedoch nicht gerade zweckmäfsig zu nennen, da sehr leicht ein Abscheren des Holzes in der Längsrichtung an jenen Stellen stattfinden kann, wo der Klotz in die gestofsenen Enden eingreift. Besser ist es in diesem Falle zwei Platten zu beiden Seiten des Stofses anzuordnen. Eine eigentümliche Stofsverbindung mittels Stiftplatten, die einen innigeren Verband im Zuggurte bewirken, zeigt die amerikanische Anordnung F. 27. Zwischen den Gurten sitzen mit hervorragenden Stiften versehene Platten K (F. 28), welche durch das Anziehen von zwei Schrauben (in der Figur als länger gezeichnete, aufserhalb der Platte sitzende kleine Cylinder kenntlich) in das Holz eingeprefst werden. Diese Stiftplatten sind durch eiserne Haftklammern n verbunden, welche im stande sind, Zugspannungen aufzunehmen. Bei dieser Anordnung dürfte ein Hinzurechnen der Stofsflächen zur Nutzfläche sich eher rechtfertigen lassen, sofern der Querschnitt der Klammer hinreichend grofs ist.

Auch beim gedrückten Gurt ist es ratsam, für Berechnung des Querschnittes die Einschnitte und Bolzenlöcher in Abzug zu bringen, da man nicht annehmen kann, dafs sie vollkommen ausgefüllt werden. Dagegen erregen Stöfse weniger Bedenken, falls die sich berührenden Stofsflächen möglichst genau zusammen gearbeitet werden. Um ein Ineinanderbeifsen der Fasern an der Stofsstelle zu verhüten, ist es zweckmäfsig, 4 bis 6 mm starke Bleche einzulegen. Eine weitere Deckung der Stöfse erscheint nicht nötig, doch ist es angezeigt durch eine Verlaschung etwaigen Verschiebungen zu begegnen.

§ 9. Die Joche der Balken-, Hängwerk- und Fachwerkbrücken. a. Allgemeine Anordnung und Konstruktion der Joche. Einfache, aus einer Pfahlreihe bestehende Joche sind nur bei niedrigen, im Damme steckenden Endjochen oder für Zwischenjoche von Brücken mit geringen Höhenlagen, Breiten und Spannweiten anwendbar. Zusammengesetzte, je nach der aufzunehmenden Last aus zwei bis vier Pfahlreihen bestehende Joche werden bis zu Höhen von 5 bis 7 m meist als durchgehende, aus ganzen Pfählen bestehende, bei Höhen über 7 m, insbesondere in tieferen Gewässern, worin eine Auswechselung ganzer Pfähle schwierig wird, mit Vorteil als aufgesetzte, d. h. aus Grund- und Oberjoch bestehende, und diese wieder in einer oder in mehreren Etagen konstruiert.



α. Die durchgehenden Joche. Die Pfähle je zweier Pfahlreihen werden behufs gröfseren Widerstandes gegen Stöfse und Verdrehungen schräg, und zwar mit einer von der nötigen Stabilität und zulässigen Jochbreite abhängigen Neigung von $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{20}$, die Pfähle der mittleren Reihen lotrecht eingerammt. Die Zahl der Pfähle richtet sich nach der Gröfse der von ihnen aufzunehmenden Last, ihr gegenseitiger Abstand nach einer möglichst gleichmäfsigen Verteilung ihrer Belastung. Bei nachgiebigem Baugrund, z. B. Lehm-, Thon- oder Sandboden, und nicht zu grofsen Tiefen genügt es, die Pfähle unten mit einer drei- oder vierseitigen, etwas abgestumpften Spitze, s. Fig. 36 und 37, welcher man die zwei- bis dreifache Pfahldicke zur Länge und zur Vermeidung von Schiefstellen des Pfahles eine genau centrische Lage giebt, zu versehen. Bei unnachgiebigem Baugrund, z. B. bei Kies- oder steinigem Boden und bei gröfseren Gründungstiefen werden die Pfahlspitzen mit schmiedeisernen oder gufseisernen Pfahlschuhen, siehe Fig. 38 u. 39, versehen. Diese Pfahlschuhe erhalten mit zunehmender Festigkeit des Bodens ein Gewicht von 5 bis 10 kg, wenn sie aus Schmiedeisen, ein Gewicht von 20 bis 25 kg, wenn sie aus Gufseisen bestehen. Um die Endjoche, welche in den Damm zu stehen kommen, also der schädlichen Feuchtigkeit desselben ausgesetzt sind, ebenso dauerhaft wie die Mitteljoche zu machen, sind ihre Abmessungen, dem voraussichtlichen Abgang durch Fäulnis entsprechend, stärker anzunehmen und ihre Pfähle isoliert zu stellen, um dem Erdschub möglichst wenig Angriffsfläche entgegenzusetzen. Wie Bohlwerke konstruierte Endjoche, welche den Schub des ganzen Hinterfüllungsmaterials auszuhalten haben, der Fäulnis ganz besonders ausgesetzt sind und aus diesen beiden Gründen die relativ stärksten Abmessungen erfordern, sind zu vermeiden. Um den Mitteljochen auch normal zur Brückenachse die nötige Seitensteifigkeit zu geben, erhalten dieselben an ihren beiden Köpfen Strebepfähle, welche einen keilförmigen Abschlufs derselben durch Streichruten gestatten und so die Joche gegen Stöfse durch kleinere Eisschollen sichern. Zur Abwehr gröfserer, bei reifsendem Wasser abgehender Eismassen

sind aufserdem, je nach der Höhe des Wasserstandes, in Abständen von 1 bis 3 m besondere Eisbrecher vor denselben aufzustellen, vergl. Kap. I, S. 105.

Sämtliche Pfähle eines Joches werden durch Zangenhölzer und Bolzen untereinander verbunden. Nehmen dieselben nur eine Unterlagschwelle für die Tragbalken auf, so werden die Pfähle für jene ausgeschnitten und mit ihr verschraubt. Nehmen dieselben, was schon für Jochweiten von über 6 m zur besseren Verteilung des Auflagerdrucks zweckmäfsig ist, zwei Unterlagschwellen der Tragbalken auf, so werden sie mit den darunter befindlichen Kopfhölzern überblattet und diese mit den Pfählen durch Zapfen, s. Fig. 40, oder, wo ein Abheben jener Schwellen verhindert werden soll, durch Keilzapfen (Fig. 41) und nötigenfalls noch durch eiserne Bolzen und Bänder verbunden. Für Spannweiten von über 12 m, die von zwei, höchstens drei Trägern überbrückt sind, erscheint die Anwendung von Eichenholz zu den Unterlagsschwellen angemessen.

Genügt die Länge der Pfähle nicht, um die nötige Tiefe zu erreichen, so werden dieselben aufgepfropft, indem man deren Hirnflächen sorgfältig ebnet und die Pfahlköpfe an ihrer Berührungsstelle so verbindet, dafs sie gegen seitliche Verschiebung gesichert sind, das aufgesetzte Pfahlstück jedoch noch tief in den Baugrund eindringt. Jene Verbindung der Pfahlköpfe wird durch einen eingelassenen Ring in Verbindung mit einem genau centrierten, hölzernen oder schmiedeisernen Dollen (Fig. 42), durch ein gufseisernes Zwischenstück (Fig. 43), durch schmiedeiserne Klammern oder durch schmiedeiserne Schienen bewirkt, welche über den Stofs genagelt und zur Vermeidung von Verbiegungen durch Druck und Stofs nach der Längenachse mit ovalen Nagellöchern versehen werden. Wird eine Verlängerung von Pfählen über Erde nötig, so dürfen sich die Hirnenden nicht unmittelbar berühren, es sind vielmehr Schwellen zwischen beide einzuschalten, welche das Joch in ein Grund- und in ein Oberjoch trennen.

β. Die aufgesetzten Joche. Bei Überbrückung gröfserer Gewässer wird die Auswechselung schadhafter Pfähle erleichtert, wenn die Kappschwellen des Grundjochs unter den niedrigsten Wasserstand gelegt und hierdurch vor Fäulnis bewahrt werden: eine Anordnung, welche für kleinere Brücken, bei welchen eine nachträgliche Verstärkung oder Auswechselung schadhafter Jochteile weder grofse Schwierigkeiten noch hohe Kosten veranlafst, unterbleiben kann.

Die stabilste Form der aufgesetzten Joche, welche eine Höhe von 8 bis 10 m erhalten können, ist die parallel-trapezförmige und, wenn die Örtlichkeit die Anordnung einer breiten Basis gestattet, auch wegen der leichteren Ausführung allen anderen vorzuziehen. Die Verbindung des Oberjochs mit dem Grundjoch ist durch geeignete Verzapfungen, Bolzen, Klammern und Bandeisen zu bewirken. Sämtliche Teile der Jochaufsätze, deren Säulen ebenfalls aus Rundhölzern herzustellen sind, werden durch Zangenhölzer und Verstrebungen untereinander verbunden.

Um sämtlichen, insbesondere hohen und einfachen Jochen mehr Stabilität zu geben, läfst sich, wo es die lichte Höhe der Brücke gestattet, mit einzelnen Jochständern ein aus einzelnen, durch doppelte Laschen verbundenen Balkenstücken zusammengesetzter, in der Mitte der Tragbalken an dieselben gehängter Längsbalken, ein sog. Balkenband, verbinden, welches von den Jochpfählen gefafst und durch Schraubenbolzen mit denselben verbunden wird.

Obwohl durch vorsichtige Ausführung, insbesondere durch Stampfen der Dammschüttung, der Erddruck auf das Endjoch vermindert werden kann, so ist dasselbe doch noch durch starke Streben, welche sich gegen tief eingerammte Pfähle stemmen, abzustützen. Läfst die Beschaffenheit des Bodens ein Einrammen von Pfählen nicht zu, so werden

die Jochständer in einen kreuzförmigen Schwellrost aus zwei Lagen rechtwinklig untereinander verschraubter Rostbalken eingezapft und durch Streben von allen Seiten und, wenn nötig, auch in verschiedenen Höhen abgestützt.

Bei aufgesetzten Jochen über 10 m Höhe läfst sich der Aufsatz in zwei Teilen herstellen, wovon der untere einen zweiten Untersatz, der obere den eigentlichen Jochaufsatz bildet, während beide mittels einiger durchgehenden Ständer zu einem Ganzen vereinigt sind. Der untere, nach oben verjüngte Teil ist, wenn er dem Eisstofse ausgesetzt ist, durch angenagelte Streichruten zu schützen, während der obere Teil durch etwas verlängerte, mit steilgestellten Kopfbändern unterstützte Kapphölzer zur Verminderung der Stützweite von Fachwerkträgern dienen kann.

γ. Die Etagenjoche. Bei Höhen über 12 m, für welche durchgehende Pfähle mit Vorteil nicht mehr anzuwenden sind, ist das Joch aus zwei oder mehr Etagen zusammenzusetzen, welche eine Höhe von je 7 bis 10 m erhalten. Dieselben erfordern wegen des gröfseren Hebelarms, welchen sie dem Winddrucke darbieten, nicht nur eine solide Verbindung mit dem Boden durch die eingerammten Pfähle des Unterjochs, sowie durch die Verankerung des Grundjochs mit dem Oberjoch, sondern auch der Etagen unter sich durch je zwei übereinander geschraubte und durch Eisenbänder zusammengehaltene Balkenlagen. Zur Vermehrung der Stabilität trägt eine Auspackung des Grundjochs mit Steinen, sowie eine normal zur Bahnachse hinreichend verbreiterte Basis zum Zweck der Aufstellung doppelter, untereinander verdübelter Streben bei. Die Verbindung der Ständer und Streben in den einzelnen Etagen wird wie bei einer Etage durch Zangen, Diagonalkreuze, Eisenbänder und Schraubenbolzen bewirkt. Um das Joch dem Seitendrucke der einseitig belasteten Brücke möglichst zu entziehen, ist die Auflagerfläche auf ein Minimum zu beschränken und es sind Kopfbänder, welche jenen Druck auf freie Stellen des Jochs fortpflanzen würden, zu vermeiden.

b. Statische Berechnung der Joche. Bei Berechnung der nur aus eingerammten, mehr oder minder unter sich verbundenen Pfählen konstruierten Joche sind, je nachdem sie einen aus zwei oder drei Trägern bestehenden Überbau aufnehmen, zwei- oder dreiteilige zu unterscheiden.

α. Die zweiteiligen Joche. Bezeichnet man den von einer Tragwand auf eine Hälfte des Jochs ausgeübten, aus Eigengewicht und Verkehrsbelastung zusammengesetzten Druck mit Q und das Neigungsverhältnis der Jochpfähle mit m, so ist der parallel zur Achse der geneigten Jochpfähle ausgeübte Längsdruck

$$S = -Q\frac{\lambda_1}{\lambda} = -Q\sqrt{(1+m^2)}\,, \qquad 109.$$

während die an ihrem oberen Ende ausgeschiedenen, gleichen Horizontalkräfte

$$T = Q.m \qquad 110.$$

einen Druck auf die Querverspannung der Pfahlköpfe ausüben und sich gegenseitig aufheben. Für senkrechte Jochpfähle, welche meist mit Streben versehen werden, siehe Fig. 44 u. 45, wird $m = 0$, also $S = -Q$ und $T = 0$.

Sind die Jochpfähle fest in den Boden eingerammt, demnach als unten festgehalten anzusehen, so ergeben sich deren Abmessungen aus der Gleichung

$$S = c.\frac{\pi^2}{4}.\frac{Et}{\lambda_1^2}.n\,, \qquad 111.$$

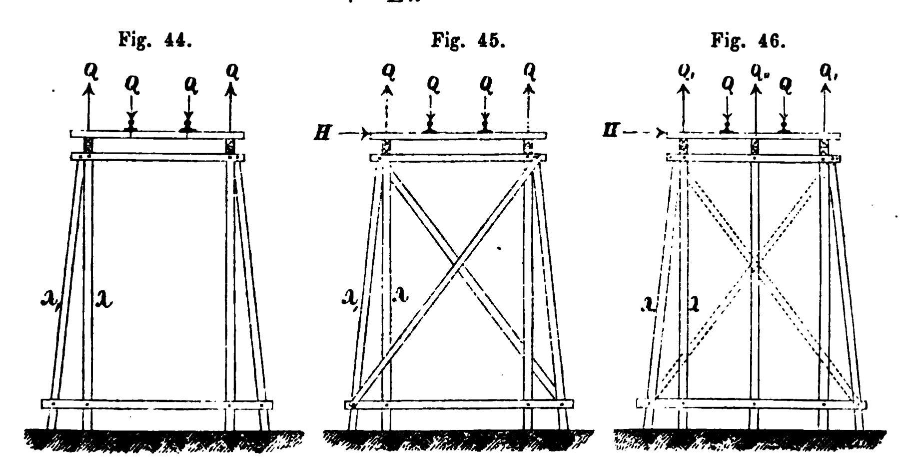
worin λ deren Länge, t das Trägheitsmoment eines der n Pfähle der Hälfte eines Jochs, E den Elasticitätsmodul des Pfahlholzes und c einen Sicherheitskoeffizienten, der zu $\frac{1}{10}$ angenommen werden kann, bezeichnet. Sind die Pfähle quadratisch beschlagen, so ist

$t = \frac{h^4}{12}$, sind dieselben — wie in den meisten Fällen — rund mit dem Durchmesser d gelassen, $t = \frac{\pi}{64} d^4$ zu setzen. Hieraus findet man für einen der n Pfähle entweder die Quadratseite

$$h = 2{,}64 \sqrt[4]{\frac{S.\lambda_,^2}{En}} \quad \ldots \quad 112.$$

oder den Durchmesser

$$d = 3{,}02 \sqrt[4]{\frac{S.\lambda_,^2}{En}} \quad \ldots \quad 113.$$



Erhalten die Joche unten eine Verbreiterung $h_,$ und eine Höhe, bei welcher eine Vertikalversteifung gegen den Winddruck H erforderlich wird, so ergiebt sich, mit Bezug auf Fig. 45, die hierdurch erzeugte Spannung der geneigten Jochpfähle

$$X = -H.\frac{\lambda_,}{h_1}, \quad \ldots \quad 114.$$

welche zu obiger Druckspannung S hinzukommt, ferner ergiebt sich die Spannung der Diagonalen des Windkreuzes mit der Länge d

$$Y = H.\frac{d}{h_1}, \quad \ldots \quad 115.$$

sowie der oberen und unteren Querverbindung mit den Abständen l_1 und $l_1 + \lambda$ von dem Durchschnittspunkte der Jochstreben bezw.

$$W_0 = -H \text{ und } W_u = -H.\frac{l_1}{l_1 + \lambda} \quad \ldots \quad 116.$$

Sind mehrere, übereinander angebrachte Windkreuze erforderlich, so wirken dieselben als Fachwerk und sind demgemäſs zu berechnen.

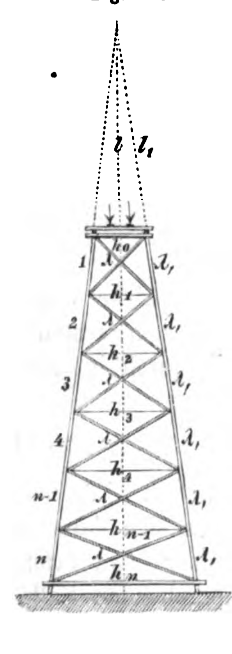
β. Dreiteilige Joche. Bezeichnen $Q_,$ und $Q_{,,}$ die Drücke, welche von dem Überbau auf jede der beiden äuſseren und auf den mittleren, meist senkrechten Teil des Jochs ausgeübt werden, so ist, mit Bezug auf Fig. 46, die hierdurch in den geneigten Jochpfählen entstehende Druckspannung

$$S_, = -Q_,\frac{\lambda_,}{\lambda} = -Q_,\sqrt{1+m^2}, \quad \ldots \quad 117.$$

während der mittlere Jochteil den lotrechten Druck $Q_{,,}$ aufzunehmen hat. Für $m = 0$ wird $S_, = -Q_,$. Die Abmessungen h oder d der Jochpfähle ergeben sich dann, nach Einführung dieser Werte, aus Gleichung 112 oder 113. Die in einer etwa erforderlichen Windversteifung eintretenden Spannungen sind wie im vorhergehenden Falle zu berechnen.

§ 10. Die Fachwerkpfeiler. a. Anordnung und Konstruktion. Bei Thalübergängen, deren Höhe 20 m überschreitet, und deren Basis die dem stärksten Winddruck entsprechende Verbreiterung nicht erhalten kann, ist, zur Herstellung ihrer nötigen Stabilität, der untere Teil des Pfeilers entweder mit Steinen genügend zu belasten oder durch Ankerstangen mit dem Felsengrund und, wenn dieser fehlt, mit einem besonderen Steinunterbau zu verbinden. Zur Herstellung des hier aufruhenden Pfeilerkörpers erscheint ein Fachwerk mit der erforderlichen Zahl lotrechter und geneigter, aus je zwei bis vier einfachen Balken mit abwechselnden Stöfsen zusammengesetzter Säulen, welche untereinander durch stehende und liegende Diagonalkreuze sowie durch eiserne Zugstangen verbunden werden, geeignet. Zwischen die einzelnen Ständerstücke sind alsdann, um ein Einpressen der Hirnenden und eine hiermit verbundene Senkung des Pfeilers zu vermeiden, gufseiserne Schuhe einzusetzen, welche die zu verbindenden Stücke auf zwei Seiten übergreifen. Die obersten Ständerstücke werden mit gufseisernen Unterlagplatten abgeschlossen, worauf die Kapphölzer der Pfeiler ruhen, welche die Unterlagschwellen der Fachwerkträger aufnehmen. Um den Seitendruck der einseitig belasteten Brücke auf den Pfeiler möglichst zu vermeiden, sind hierzu zwei starke eichene Schwellen von geringem Abstande zu verwenden. Die untersten Ständerstücke stehen in gufseisernen Schuhen, welche in den steinernen Sockel eingelassen sind, und werden aufsen mit kurzen Balkenstücken verdübelt und verbolzt, durch welche die Ankerstangen der Pfeiler hindurchgehen. Der von denselben auf die oberen Mauerschichten des steinernen Sockels ausgeübte Druck wird durch eichene Vorlagschwellen, in Verbindung mit eingelegten Bahnschienen, möglichst gleichmäfsig auf jene Mauerschichten verteilt. Die Kanäle, worin jene Verankerung liegt, gehen parallel zur Brückenachse durch den Sockel hindurch und befördern, indem sie der Luft den Durchzug gestatten, die Trockenhaltung jener Schwellen. Zum Schutze pyramidal verjüngter Fachwerkpfeiler gegen Regen erscheint eine Verschalung vorteilhaft, welche jedoch ebenfalls einen lebhaften Luftdurchzug gestatten mufs.

Fig. 47.



b. Statische Berechnung der Fachwerkpfeiler. Die Fachwerkpfeiler bilden in der Regel abgestumpfte Pyramiden mit rechteckigen Horizontalschnitten, welche aus je vier durch Fachwerk versteiften Tragsäulen, hölzernen gedrückten Diagonalen und wagrechten eisernen Zugstangen bestehen, s. Fig. 47. Setzt man nun voraus, dafs der Überbau mit dem Pfeilerkopfe durch Kopfbänder nicht oder nur wenig verbunden sei, so läfst sich die statische Berechnung dieser Fachwerkpfeiler mit Berücksichtigung ihres Eigengewichtes und des Winddruckes bei niedrigen Pfeilern, deren Tragsäulen man einen konstanten Querschnitt geben will, in der Art führen, dafs man das ganze Eigengewicht des Pfeilers an dessen Kopf angreifend denkt. Bei höheren Pfeilern, deren Tragsäulen man einen variablen Querschnitt geben will, kann man dagegen deren Eigengewicht in der Weise berücksichtigen, dafs man dasselbe von oben nach unten zunehmend, und zwar am Kopfe jeder einzelnen Etage wirkend, annimmt.

α. **Statische Berechnung des Fachwerkpfeilers, wenn dessen Eigengewicht am Pfeilerkopfe wirkend angenommen wird.**

Bezeichnet

e das Eigengewicht } der Längeneinheit,
v das Verkehrsgewicht }
l die Spannweite jeder der beiden, an den Pfeiler angrenzenden Brückenöffnungen,

so ist das gesamte Gewicht des Überbaues

$$U = (e+v)\, l \quad \ldots\ldots\ldots \quad 118.$$

Bedeutet ferner G das mittlere Gewicht einer Pfeiler-Etage und n die Zahl dieser Etagen, so ist der auf den Kopf einer Pfeilerwand wirkende Vertikaldruck

$$V_0 = \frac{U}{2} + \frac{n}{2}\, G = \frac{l}{2}\,(e+v) + \frac{n}{2} \,.\, G, \quad \ldots\ldots \quad 119.$$

worin e und v, je nach der Konstruktion und Belastungsweise, nach den Angaben in § 2 zu bestimmen sind, während das Gewicht G einer Pfeiler-Etage aus den Eigengewichten ausgeführter hölzerner Pfeiler zu ermitteln und für die Höhe H der Pfeiler

$$n = \frac{H}{5} \text{ bis } n = \frac{H}{4} \text{ anzunehmen ist.}$$

Wirkt der Wind mit w kg auf die Flächeneinheit und wird angenommen, daſs derselbe den αten Teil einer Trägerwandfläche von der Höhe h, der Länge l und dem βten Teil einer Pfeilerwandfläche von der oberen Breite b_0 und der unteren Breite b_n trifft, so ist der Winddruck

a. auf eine Tragwand $\alpha\, l\, h\, w$,
b. auf einen passierenden Zug von der Höhe h_1 und der Länge l einer Öffnung $h_1\, l\, w$,

$$\alpha\, h\, l\, w + h_1\, l\, w = H_1,$$

c. auf die zur Brückenachse parallele Pfeilerwand von der Höhe k

$$\beta \,.\, \frac{b_0 + b_n}{2} \,.\, k\, w = H_2 \,.$$

Wird dieser Druck zur Hälfte am Kopfe, zur Hälfte am Fuſse des Pfeilers wirkend angenommen, so beträgt der ganze Winddruck auf den Kopf jener Pfeilerwand

$$\frac{H}{2} = \frac{1}{2}\left(H_1 + \frac{H_2}{2}\right) \,.\quad \ldots\ldots\ldots \quad 120.$$

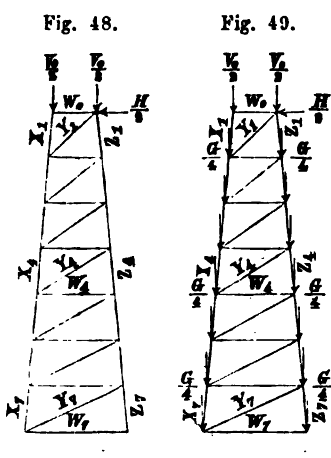


Fig. 48. Fig. 49.

Schneiden sich nun die Ecksäulen des Fachwerkpfeilers in einem lotrechten Abstande l_1 über dem Pfeilerkopf und werden mit

λ die Höhen der als gleich hoch vorausgesetzten Etagen,
λ_1 die Längen der Vertikalprojektion der Pfeilersäulen innerhalb einer Etage,
$b_0\, b_1 \ldots b_m \ldots b_n$ bezw. die Längen der aufeinander folgenden Horizontalanker

bezeichnet, so ist unter der Voraussetzung, daſs die Diagonalen gedrückt und die Horizontalanker gezogen werden, mit Bezug auf Fig. 48, in der beliebigen $m$ten Etage die gröſste Druckspannung der Pfeilersäulen:

$$X_m = -\frac{\lambda_1}{4\lambda}\,(U + nG) - \frac{(m-1)\,\lambda_1}{2\, b_{m-1}} \,.\, H, \quad \ldots\ldots \quad 121.$$

die kleinste Druckspannung der Pfeilersäulen:

$$Z_m = -\frac{\lambda_{\prime}}{4\lambda}(U + nG) + \frac{m\lambda_{\prime}}{2b_m}.H, \qquad 122.$$

die gröfste Druckspannung in den Diagonalen von der Länge d_m

$$Y_m = -\frac{l_1 d_m}{2[l_1 + (m-1)\lambda]b_m}.H, \qquad 123.$$

die gröfste Zugspannung in den Horizontalankern

$$W_m = \frac{l_1}{2(l_1 + m\lambda)} \qquad 124.$$

Aus Gleichung 121 und 122 folgt, dafs in den Pfeilersäulen die gröfste Druckspannung durch Zusammenwirken der Belastung und des Winddrucks, die kleinste Druckspannung durch Entgegenwirken beider erzeugt wird und letztere beim Überwiegen des positiven Gliedes sogar in Zugspannung übergehen würde, was bei der Verankerung der Tragsäulen mit dem Sattel der Pfeiler zu berücksichtigen ist. Beide Gleichungen zeigen, dafs die Anspruchnahme der Tragsäulen durch die Belastung konstant, diejenige durch den Winddruck variabel und zwar vom Kopfe des Pfeilers ab nach dessen Fufs hin zunehmend ist und dafs sie mit der wachsenden Breite der Pfeilerwände abnimmt. Die Gleichungen 123 und 124 zeigen, dafs die Spannung sowohl der Diagonalen als auch der horizontalen Zuganker lediglich vom Winddruck abhängt und dafs jede derselben vom Kopfe des Pfeilers ab nach dessen Fufs hin abnimmt.

β. Statische Berechnung des Fachwerkpfeilers, wenn dessen Eigengewicht auf die Köpfe der einzelnen Etagen verteilt angenommen wird. Behält man alle früheren Bezeichnungen bei und nimmt die Diagonalen wieder gedrückt, die Horizontalanker gezogen an, so ergeben sich, mit Bezug auf Fig. 49 (S. 425), für die beliebige $m$te Etage die gröfsten Druckspannungen in den Pfeilersäulen:

$$X_m = -\frac{\lambda_{\prime}}{4\lambda}(U + mG) - \frac{(m-1)\lambda_{\prime}}{2b_{m-1}}.H, \qquad 125.$$

die kleinsten Druckspannungen in den Pfeilersäulen:

$$Z_m = -\frac{\lambda_{\prime}}{4l}(U + mG) + \frac{m\lambda_{\prime}}{2b_m}.H, \qquad 126.$$

die gröfsten Druckspannungen in den Diagonalen:

$$Y_m = -\frac{l_1 d_m}{2[l_1 + (m-1)\lambda]b_m}.H, \qquad 127.$$

die gröfsten Zugspannungen in den Horizontalankern:

$$W_m = \frac{1}{l_1 + m\lambda}\left(\frac{l_1}{2}H - \frac{b_m}{2}G\right), \qquad 128.$$

Gleichungen, woraus sich ähnliche Folgerungen wie früher ergeben.

Alle vorstehend zusammengestellten Spannungen wurden unter der Voraussetzung gefunden, dafs die Pfeilerwand lotrecht stehe, während sie thatsächlich eine Neigung besitzt, die durch das Verhältnis $\frac{\lambda_{\prime\prime}}{\lambda}$ der geneigten zur lotrechten Höhe einer Etage dargestellt sein möge. Dieses Verhältnis ist gegeben, sobald das Verhältnis $\frac{\lambda_{\prime}}{\lambda}$ bestimmt ist, da der Pfeiler pyramidenförmig angenommen wurde, die verlängerten Achsen der Tragsäulen desselben sich also in einem Punkte schneiden. Da sich nun bei einer Neigung der Pfeilerwand nur deren Längenmafse, nicht aber deren Breitenmafse ändern, so erleiden nur die Spannungen X und Z der Tragsäulen und Y der Diagonalen eine geringe Korrektion wegen der Neigung der Pfeilerwand, während die Spannungen W in den Horizontalankern dieselben bleiben. Da sich die beiden ersteren in dem Verhältnis $\frac{\lambda_{\prime\prime}}{\lambda}$ vergröfsern, so erhält man aus den früher berechneten Spannungen X_m und

Z_m die korrigierten Spannungen der Tragsäule

$$X'_m = \frac{\lambda_{\prime\prime}}{\lambda} X_m \text{ und } Z'_m = \frac{\lambda_{\prime\prime}}{\lambda} . Z_m , \quad \ldots\ldots\ldots \quad 129.$$

also durch Multiplikation der gefundenen Spannungen mit dem konstanten Faktor $\frac{\lambda_{\prime\prime}}{\lambda}$.

Die Spannungen Y_m der Diagonalen, welche der Länge dieses letzteren proportional sind, vergröfsern sich in der geneigten Pfeilerwand etwas. Wächst ihre Länge von d_m auf d'_m, so ergeben sich die korrigierten Spannungen der Diagonalen

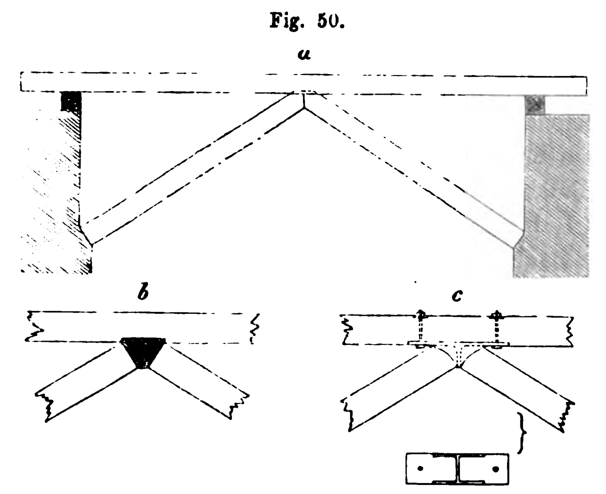
$$Y'_m = \frac{d'_m}{d_m} . Y_m , \quad \text{worin der Faktor} \quad \frac{d'_m}{d_m} \quad \text{variabel ist.}$$

Die so korrigierten Spannungszahlen werden schliefslich in der Weise zusammengestellt, dafs die Stärken sämtlicher Pfeilersäulen nach den gröfsten, in ihnen entwickelten Druckspannungen X_m, die Stärken sämtlicher Paare von Diagonalen für eine gleichartige Druckspannung Y bemessen werden.[19])

§ 11. Die Sprengwerkbrücken. Bei hinreichender Konstruktionshöhe und mäfsigen Spannweiten läfst sich die Brückenbahn von unten und zwar durch gerade Streben ohne oder mit Spannriegel unterstützen und so konstruieren, dafs sie ihren Sprengwerkträgern zugleich Schutz gegen Regen gewährt, wodurch deren Dauer wesentlich verlängert wird. Gewöhnlich nehmen die in Entfernungen von je 1,5 bis 2 m von Mittel zu Mittel angeordneten Tragrippen starke Querschwellen auf, welche bei Eisenbahnbrücken die Fahrschienen ohne oder mit Langschwellen, bei Strafsenbrücken die Strafsenträger mit der Brückendecke unterstützen.

a. Die einfachen Sprengwerkbrücken. Die Tragrippen der einfachen Sprengwerkbrücken bestehen nur aus den durch je zwei Streben unterstützten Horizontalbalken, welche gewöhnlich mittels einfacher oder doppelter eichener Schwellen auf dem Mauerwerke oder mittels starker Holme auf hölzernen Jochen ruhen. Die Verbindung der Streben mit dem Balken erfolgt entweder durch stumpfen Stofs (Fig. 50 *a*), oder vermittels eines Unterzugs, in welchen die Streben ebenfalls mittels kurzen Zapfen eingreifen (Fig. 50 *b*), oder mittels eines gufseisernen Schuhes (Fig. 50 *c*), welcher durch Bolzen mit dem Balken verbunden und mit Steg und Wangenstücken versehen ist, um die Köpfe der Streben gegen ein Ineinanderpressen und ein seitliches Ausweichen zu schützen.

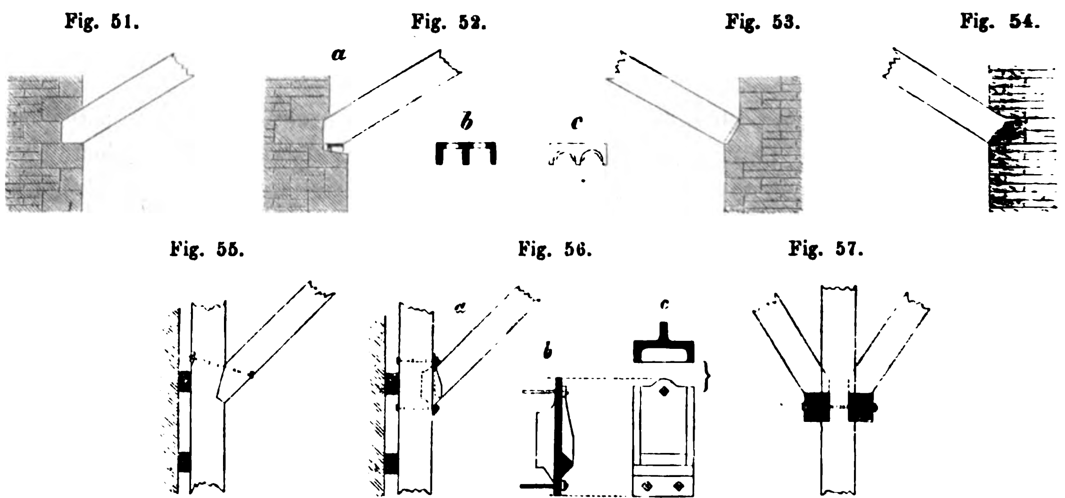
Fig. 50.



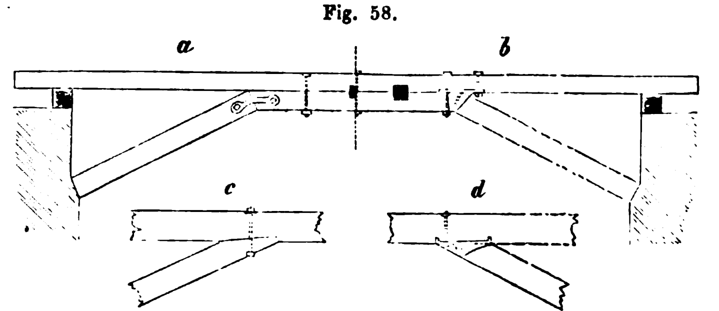
Bei steinernen Pfeilern werden die Streben entweder direkt in das Mauerwerk eingesetzt (Fig. 51, S. 428), wobei indessen infolge der Feuchtigkeit des Steins die Streben unten leicht anfaulen, oder auf einen gufseisernen Schuh gestellt (Fig. 52), welcher dem Wasser den Abflufs und der Luft Zutritt gestattet, also die Trockenheit und Dauer der Strebe befördert. Besteht das Mauerwerk aus Quadern oder wird es mit Quadern ver-

[19]) Die graphostatische Berechnung der hölzernen Fachwerkpfeiler für beide obige Fälle s. Heinzerling. Deutsche Bauz. 1876, S. 294 ff.

blendet, so läfst man wohl den Fufs der Strebe, welchem man zum Schutze gegen Nässe eine Platte aus starkem Zink oder verzinktem Eisenblech unterlegt, in einen etwas gröfseren Quader ein (Fig. 53), besteht dagegen das Mauerwerk aus kleinen Bruchsteinen oder aus Ziegeln, so legt man eine eichene Schwelle ein, in welche man die Strebe einzapft und die zugleich den Druck der Strebe auf eine gröfsere Mauerfläche verteilt, s. Fig. 54. Stemmen sich die Streben gegen hölzerne Pfosten, so werden sie mit den letzteren entweder durch Versatzungen und Schrauben (Fig. 55) oder durch gufseiserne Schuhe (Fig. 56 *a*, welche in Fig. 56 *b* u. *c* besonders dargestellt sind, verbunden. Bei Zwischenjochen zapft man sie in der Regel in die Pfosten ein und unterstützt sie durch zwei Gurthölzer, welche man in die Pfosten einläfst und durch Schrauben verbindet, s. Fig. 57.



b. Doppelte Sprengwerkbrücken. Die Tragrippen der doppelten Sprengwerkbrücken, welche aus Horizontalbalken, Streben und Spannriegeln bestehen, von welchen die beiden ersteren durch doppelte, hängende Zangen zu verbinden sind, erhalten, abgesehen von den Querschwellen und dem Bohlenbelag der Brückenbahn, ihren Querverband bei kleineren Spannweiten durch Balken, welche zwischen die Streben und Spannriegel eingeschaltet, s. T. XXII, F. 1 bis 7, bei gröfseren Spannweiten durch Querzangen, welche mit den Streben und hängenden Zangen überblattet werden, s. F. 8 bis 15 und 16 bis 29. Die Verbindung der Streben mit dem Balken wird entweder direkt, teils mittels Versatzung und Schrauben (Fig. 58 *c*), teils mittels gufseiserner Schuhe (Fig. 58 *d*), oder — um den Balken nicht so sehr zu verschwächen — indirekt bewirkt, indem man zwischen die Strebenköpfe einen Spannriegel, s. Fig. 58 *a* u. *b*, einschaltet. Die Streben werden mit diesem Spannriegel entweder durch stumpfen Stofs nebst schmiedeisernen Winkelbändern (Fig. 58 *a*),



oder mittels eines Unterzuges, oder mittels eines gufseisernen Schuhs, s. Fig. 58 *b*, verbunden. In den Unterzug, welcher an den Balken geschraubt wird, werden Streben und

Spannriegel mittels kurzer Zapfen eingesetzt, während der gufseiserne Schuh an den Balken und Spannriegel geschraubt wird, im übrigen aber ähnlich wie der beim einfachen Sprengwerk beschriebene angeordnet ist. Damit Balken und Spannriegel möglichst zusammenwirken, werden beide mittels Dübel und Schrauben verbunden. Bei interimistischen Brücken ist die Verbindung der Streben mit dem Spannriegel und den Horizontalbalken am einfachsten mittels Zapfen und bezw. schrägem, gebrochenen Stofse und einfacher oder doppelter Versatzung, bei definitiven Brücken dagegen vorteilhaft mittels eiserner Schuhe, welche an die horizontalen Konstruktionsteile angeschraubt werden, zu bewirken. Zur Erhöhung ihrer Festigkeit werden alsdann sowohl ihre Spannriegel, als auch die unter ihre Horizontalbalken geschobenen Sattelhölzer mit den Horizontalbalken in der früher beschriebenen Weise verdübelt und verschraubt. Diese Sattelhölzer erhalten entweder eine oder zwei eichene Mauerschwellen oder gufseiserne Platten zur Unterlage, welche in beiden Fällen möglichst frei und luftig anzuordnen sind.

Die Verbindung der Strebenfüfse mit dem Mauerwerk der Pfeiler oder mit den Pfosten der Joche kann der beim einfachen Sprengwerk besprochenen analog angeordnet werden. Bei interimistischen Brücken mit hölzernen End- und Zwischenjochen kommen am einfachsten bezw. die in Fig. 55 u. 57 dargestellten Verbindungen in Anwendung, während man bei definitiven Brücken gufseiserne Schuhe wählt, s. Fig. 56. Auch bei Anwendung von steinernen End- und Zwischenpfeilern giebt man den gufseisernen Schuhen (Fig. 52) den Vorzug vor den in Fig. 51, 53 u. 54 dargestellten Verbindungen der Strebenfüfse mit dem Mauerwerk. Beim Vorhandensein mehrerer Streben, wobei sich die Verbindung in Fig. 52 nicht mehr anwenden läfst, giebt man dem gufseisernen Schuh besser die auf T. XXII, F. 26 bis 28, dargestellte geneigte Lage und kastenartige Form und beachtet, dafs der innere Boden desselben in der angegebenen Weise kanneliert wird, um dem eingedrungenen Wasser den Ablauf zu gestatten. Zu diesem Zweck müssen dann die zwischen den einzelnen Strebenfüfsen, um deren Ausweichen zu verhindern, eingeschalteten Querrippen mit Öffnungen versehen werden, während die Querrippen oben massiv sind und unten ganz wegbleiben können. Um den Druck einer Tragrippe auf eine möglichst grofse Fläche des Mauerwerks zu verteilen, ist sowohl der gufseiserne Schuh etwas über den Fufs der Streben, welchen er zugleich umschliefst, zu verbreitern, als auch der Stützquader entsprechend lang und breit zu wählen. In die Verbreiterung der Fufsplatte bringt man die Öffnungen an, welche zum Einlassen der Steinschrauben dienen, womit man den Strebenschuh an die Widerlagsquader befestigt. Zwischen die beiden letzteren bringt man behufs eines innigeren Anschlusses eine etwa 1 cm starke Lage Cement oder eine 2 bis 3 mm starke Bleiplatte.

Die Zwischenpfeiler werden bisweilen nicht bis unter die Mauerschwellen der Tragbalken aufgeführt, sondern etwas niedriger gehalten und nur mit zwei Mauerschwellen belegt, welche durch gufseiserne Schuhe verbunden sind. In diese Schuhe werden behufs Unterstützung der Tragbalken die Fufsenden sowohl kurzer senkrechter, mit Holmen versehener Pfosten als auch der entsprechenden Kopfbänder eingelassen.

c. Statische Berechnung der Sprengwerkbrücken. Die statische Berechnung der Sprengwerkbrücken gestaltet sich verschieden, je nachdem die Belastung derselben symmetrisch oder unsymmetrisch angenommen wird, da im letzteren Falle in den einzelnen Teilen des Sprengwerks verhältnismäfsig gröfsere Spannungen entstehen können, als im ersteren Falle.

α. Statische Berechnung symmetrisch belasteter Sprengwerke. Die Tragrippen der Sprengwerkträger mit geraden Hölzern erhalten bei Strafsenbrücken einen

gegenseitigen Abstand von 2 bis 2,5 m; bei Eisenbahnbrücken einen solchen von 1,5 bis 2 m. Strafsenbrücken von 5 bis 7,5 m Breite und Eisenbahnbrücken von 4 bis 7,5 m Breite erhalten also je 3 bis je 5 Tragrippen. Nimmt man die Entfernung der Knotenpunkte zu 3 bis 5 m an, so erhalten sie bei Brücken von

6 bis 10 m Spannweite 1 Paar Streben,
10 „ 20 m „ 1 bis 2 Paar Streben,
20 „ 30 m „ 2 bis 3 Paar Streben,

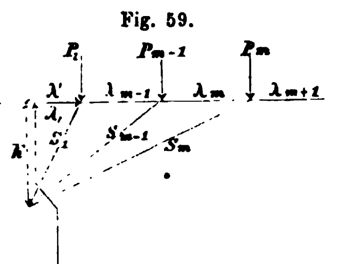
wobei man zwischen die Köpfe des mittleren Strebenpaares gewöhnlich Spannriegel einschaltet. Findet die gröfste symmetrische Belastung der Brücke statt, so läfst sich dieselbe von der Hälfte jedes angrenzenden Feldes auf die einzelnen Knotenpunkte konzentriert und hier nach den beiden Richtungen der Streben und Spannriegel zerlegt denken.

Bezeichnet Q die Gesamtbelastung einer Brückenöffnung, n die Zahl der untereinander gleich weit entfernten Tragrippen, so ist die Gesamtbelastung einer mittleren Tragrippe

$$P = \frac{Q}{n-1}, \qquad 130.$$

während jede Stirnrippe meist nur die Hälfte dieser Belastung zu tragen hat.

Fig. 59.



Besitzt die Tragrippe eine Länge l und n Knotenpunkte mit den Abständen $\lambda_1\, \lambda_2$ von einander, s. Fig. 59, so ist die Gesamtbelastung des beliebigen $m$ten Knotenpunktes

$$P_m = \frac{\lambda_m + \lambda_{m+1}}{2l} \,.\, G \qquad 131.$$

und des Auflagers

$$P_0 = \frac{\lambda_1}{2l} \,.\, P \,. \qquad 132.$$

Bezeichnet λ' den wagrechten Abstand des Schnittpunktes der Strebenachsen von einer Lotrechten durch den Kopf der ersten Strebe und k den Abstand dieses Schnittpunktes von der Achse des Spannriegels, so ist, mit Bezug auf Fig. 60, die Druckspannung der beliebigen $m$ten Strebe:

Fig. 60.

$$S_m = P_m \frac{\sqrt{(\lambda_1 + \lambda_2 + \ldots \lambda_m)^2 + k^2}}{k} \qquad 133.$$

und die derselben entsprechende, horizontale Komponente

$$H_m = P_m \,.\, \frac{\lambda_1 + \lambda_2 + \ldots \lambda_m}{k} \qquad 134.$$

Da diese Horizontaldrücke sämtlich von dem Auflager ab nach der Mitte hin wirken, so erhält man im $m$ten Knotenpunkte den gesamten Horizontaldruck

$$H = H_1 + H_2 + \ldots H_m \,. \qquad 135.$$

Die Streben, Tramen und Spannriegel werden auf Ausbiegen (Knicken) beansprucht, daher ist, wenn t das Trägheitsmoment ihres Querschnittes, λ deren freie Länge und E den Elasticitätsmodul des angewandten Materials bezeichnet, deren Anspruchnahme

$$V_m = N \,.\, m \,.\, \frac{E\,t}{\lambda^2}, \qquad 136.$$

worin $N = \frac{1}{10}$ den Sicherheitskoeffizienten des Holzes und m eine von der Befestigungsweise des Balkenstückes abhängige Konstante bezeichnet, welche bei Festhaltung eines Endes, drehbarer Befestigung beider Enden und Festhaltung beider Enden bezw. $\frac{\pi^2}{4}$, π^2 und $4\,\pi^2$ zu setzen ist.

β. **Statische Berechnung unsymmetrisch belasteter Sprengwerke.** Werden die Abstände der End- und Zwischenstützpunkte eines Sprengwerkes einander gleich

angenommen und mit l bezeichnet, so ist annähernd, nach Fränkel[20]), bei einer in der Entfernung λl vom linken Stützpunkt A wirkenden Belastung P des ersten Feldes (Fig. 61) der lotrechte Zwischendruck

$$B = \frac{\lambda(6-\lambda^2)}{10} . P = C, \qquad 137.$$

der lotrechte Gegendruck der linken Stütze

$$A = (1 - 0{,}9333\,\lambda + 0{,}1\,\lambda^3)\,P, \qquad 138.$$

der rechten Stütze $D = (0{,}1\,\lambda^2 - 0{,}267)\,\lambda P$. . . . . 139.

Befindet sich die Last P in dem Mittelfeld in einem Abstande μl links von der Mitte, so ergiebt sich der lotrechte Zwischendruck

$$B = \frac{1}{40}(23 - 12\,\mu^2) = C, \qquad 140.$$

der lotrechte Gegendruck der linken Stütze

$$A = (0{,}3\,\mu^2 + 0{,}333\,\mu - 0{,}075)\,P, \qquad 141.$$

der rechten Stütze $D = -(0{,}075 + 0{,}333\,\mu - 0{,}3\,\mu^2)\,P$. . . . . 142.

Befindet sich endlich die Last P in einem Abstande νl von D, so ergiebt sich wie im ersten Falle der lotrechte Zwischendruck

$$B = \frac{\nu(6-\nu^2)}{10} . P = C \qquad 143.$$

und durch Vertauschung der lotrechte Gegendruck der linken Stütze

$$A = (0{,}1\,\nu^2 - 0{,}267)\,\nu P, \qquad 144.$$

der rechten Stütze $D = (1 - 0{,}933\,\nu + 0{,}1\,\nu^3)\,P$. . . . . 145.

Fig. 61.

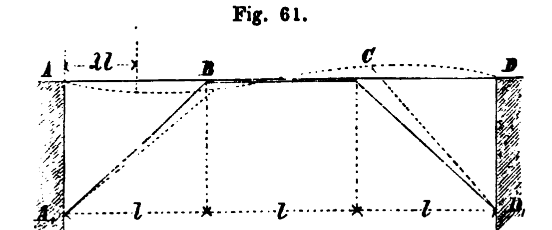
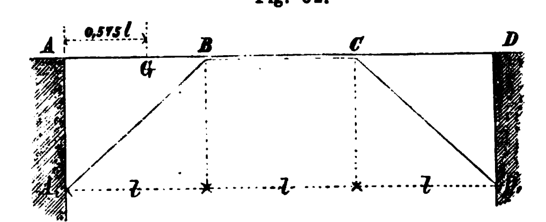


Fig. 62.



Macht man den Streckbaum kontinuierlich und giebt demselben einen konstanten Querschnitt, so ist der letztere aus dem durch die ungünstigste Belastung hervorgerufenen Biegungsmomente zu bestimmen. Jede auf der linken Hälfte des Streckbaumes befindliche Last ruft in D einen negativen Stützendruck, also in C ein negatives Biegungsmoment hervor. Hier wird also das gröfste negative Biegungsmoment stattfinden. Das gröfste positive Biegungsmoment wird stets in dem unter der Last befindlichen Querschnitt entwickelt und zwar ist dasselbe nach F. 62 und Gleichung 138

$$M = A . \lambda l = (1 - 0{,}933\,\lambda + 0{,}1\,\lambda^3)\,\lambda P l \qquad 146.$$

und erreicht für $\lambda = 0{,}575\,l$ sein Maximum. Nimmt man an, dafs auch unter einem System von Einzellasten die beiden bezeichneten Querschnitte die gefährlichen sind, so lassen sich die gröfsten positiven und negativen Biegungsmomente für die drei Felder, wie folgt, bestimmen.

Bestimmung des gröfsten positiven Biegungsmomentes. Für das Biegungsmoment des in dem ersten Felde, und zwar in dem eben erwähnten Abstande $AG = 0{,}575\,l$ von der linken Stütze, befindlichen Querschnittes, s. Fig. 62, ergiebt sich:

---

[20]) Vergl. dessen Theorie des einfachen Sprengwerks. Civ.-Ing. Bd. XXII, Heft 1, ferner Bukowsky. Berechnung einfacher und doppelter Spreng- und Hängwerke für Brücken. Mitteil. d. Arch.- u. Ing.-Ver. f. Böhmen. 1879, S. 42.

a. wenn die Einzellast P zwischen A und G steht:

$$'M = (0{,}464 + 0{,}058\,\lambda^2)\,\lambda\,.\,Pl, \qquad 147$$

b. wenn die Einzellast P zwischen G und B steht:

$$'M = (0{,}575 - 0{,}536\,\lambda + 0{,}058\,\lambda^3)\,Pl. \qquad 148.$$

Befindet sich die Last in dem Mittelfelde BC in einem Abstande μl links oder rechts von dessen Mitte, so ist

$$'M = (0{,}173\,\mu^2 + 0{,}192\,\mu - 0{,}043)\,Pl \qquad 149.$$

und, wenn dieselbe in dem letzten Felde CD und zwar in dem Abstande νl von dem rechten Stützpunkte D steht,

$$'M = (0{,}058\,.\,\nu^2 - 0{,}154)\,\nu\,.\,Pl. \qquad 150.$$

Berechnet man $'M$ für verschiedene Werte von λ, μ und ν, so findet man, daſs die Belastungsscheide bei $\mu = +0{,}2$ liegt. Hätte man es daher nicht mit Einzellasten, sondern mit einer gleichförmig verteilten Belastung k der Längeneinheit zu thun, so müſste dieselbe, um das gröſste positive Moment zu erzeugen, über die erste und zweite Öffnung bis zu einem links und in einem Abstande $0{,}2\,l$ von der Mitte gelegenen Punkte verbreitet sein. Die hierbei entstehenden Zwischendrücke ergeben sich aus

$$B = 0{,}437\,kl = C, \qquad 151.$$

während der linke Stützendruck $A = 0{,}581\,kl$ ist. Hieraus erhält man dann das gröſste positive Biegungsmoment

$$'M = 0{,}169\,.\,l^2. \qquad 152.$$

Bestimmung des gröſsten negativen Biegungsmomentes. Für das Biegungsmoment des in dem Zwischenpunkte C befindlichen Querschnittes erhält man:

a. wenn die Einzellast P sich im ersten Felde AB und zwar in einem Abstande λl von der linken Stütze A befindet:

$$'M = (0{,}1\,\lambda^2 - 0{,}267\,\lambda)\,Pl, \qquad 153.$$

b. wenn die Einzellast P sich im Mittelfelde BC in einem Abstande von $\pm\mu l$ von dessen Mitte befindet:

$$'M = (0{,}3\,\mu^2 - 0{,}333\,\mu - 0{,}075)\,Pl, \qquad 154$$

c. wenn die Einzellast P sich im dritten Felde CD in einem Abstande νl von der rechten Stütze D befindet:

$$'M = (0{,}067 + 0{,}1\,\nu^2)\,\nu\,.\,Pl. \qquad 155.$$

Berechnet man $'M$ für verschiedene Werte von λ, μ und ν, so findet man, daſs die Belastungsscheide bei $\mu = -0{,}2$ liegt. Eine gleichförmig auf die Längeneinheit verteilte Last k muſs daher über die erste und zweite Öffnung bis zu einem Punkte ausgebreitet sein, welcher in dem Abstande $0{,}2\,l$ rechts von der Mitte der Mittelöffnung liegt. Die hierbei entstehenden Zwischendrücke ergeben sich alsdann aus

$$B = 0{,}663\,kl = C, \qquad 156.$$

während der linke Stützendruck

$$A = 0{,}555\,kl \qquad 157.$$

beträgt. Hieraus folgt dann das gröſste negative Biegungsmoment

$$'M = -0{,}1818\,kl^2. \qquad 158.$$

Zu den Momenten, welche die vorbetrachteten bewegten Lasten hervorbringen, kommen noch die von dem Eigengewichte herrührenden Momente. Beträgt das letztere für die Längeneinheit p, so erzeugt dasselbe, weil es symmetrisch wirkt, in den Querschnitten der Zwischenpunkte B und C ein negatives Biegungsmoment von $-0{,}1\,pl^2$, welches zu dem früher gefundenen Werte von $-0{,}1818\,kl^2$ zu addieren ist.

Das gröfste, von dem Eigengewichte p herrührende positive Biegungsmoment kommt in den Seitenfeldern und zwar in denjenigen ihrer Querschnitte, deren Abstand von den Endstützen $0{,}4\,l$ beträgt, vor. Man erhält alsdann die Angriffsmomente

für	$\lambda = 0{,}3$	$0{,}4$	$0{,}5$	$0{,}6$
„	$^*M_r = 0{,}075\,p\,l^2$	$0{,}080\,p\,l^2$	$0{,}075\,p\,l^2$	$0{,}060\,p\,l^2$.

Das gröfste Moment der bewegten Last $^*M$ fällt also nicht mit dem gröfsten Moment $^*M_r$ der Eigenlast zusammen, das Maximum der Summe $^*M + {}^*M_r$ wird daher in einem Querschnitte vorkommen, für welchen λ zwischen 0,4 und 0,575 liegt. Überwiegt die Eigenlast über die Verkehrslast, so wird sich der gefährliche Querschnitt der Lage $\lambda = 0{,}4$, überwiegt die Verkehrslast über die Eigenlast, so wird sich derselbe der Lage $\lambda = 0{,}575$ am meisten nähern. Für die praktische Anwendung scheint daher die Annahme einer mittleren Lage des gefährlichen Querschnittes, etwa $\lambda = 0{,}5$, empfehlenswert. Berechnet man $^*M$ für verschiedene Werte von λ und μ, so findet man, dafs die Belastungsscheide bei $\mu = +0{,}2$ bleibt. Demnach ist eine gleichförmige Betriebslast k der Längeneinheit über das erste und das Mittelfeld bis zu einem um $0{,}2\,l$ links von der Mitte des letzteren befindlichen Punkt zu verbreiten, um in dem betrachteten Querschnitt ($\lambda = 0{,}5$) das gröfste positive Moment zu erzeugen. In diesem Falle ist der Stützendruck

$$A = 0{,}581\,k\,l \quad \ldots \ldots \quad 159.$$

und das erwähnte gröfste positive Moment

$$^*M = 0{,}166\,k\,l^2, \quad \ldots \ldots \quad 160.$$

zu welchem das oben für $\lambda = 0{,}5$ gefundene Moment $+0{,}075\,p\,l^2$ des Eigengewichtes zu addieren ist. Den hieraus sich ergebenden Stärken der einer Fäulnis vorzugsweise ausgesetzten Streckbäume sind noch diejenigen Zusätze zu geben, welche die durch jene Fäulnis früher als bei den vor Nässe geschützteren Konstruktionsteilen eintretende Verschwächung erforderlich oder rätlich macht.

Die zur Berechnung des Spannriegels und der Streben mafsgebenden Drücke B und C sind, je nachdem die Einzellast P sich im 1., 2. oder 3. Felde befindet, durch die Gleichungen 153, 154, 155 gegeben.

Hat man es mit einer gleichförmig auf die Längeneinheit verteilten Belastung k zu thun, so beträgt der Wert von B oder C, welcher bei voller Belastung der Brücke entsteht, nach der Theorie des kontinuierlichen Balkens $1{,}1\,k\,l$. Vergleicht man die vorstehend gefundenen Resultate mit denjenigen, welche man bei symmetrischer Belastung und der dadurch veranlafsten Deformation des Sprengwerkes erhält, so findet man bei Nichtberücksichtigung der unsymmetrischen Betriebslast zu starke Querschnittsdimensionen für den Spannriegel samt Streben und zu schwache Abmessungen für den Streckbaum.

§ 12. Die Pfeiler der Sprengwerkbrücken. a. Anordnung und Konstruktion der Endpfeiler. Werden, wie dies meist geschieht, die Endpfeiler aus Mauerwerk hergestellt, so erhalten sie häufig einen annähernd paralleltrapezförmigen Querschnitt mit oberer wagrechter Begrenzung für die Auflagerung der Streckbäume und mit einem etwas vortretenden Kämpfer zur Aufnahme der Strebenfüfse. Die obere Abdeckung geschieht meist durch Deckplatten, bisweilen, aber unvorteilhaft, durch Rollkämme, über welche zur besseren Verteilung des Druckes je eine oder je zwei Mauerschwellen zur Unterstützung der Streckbäume gelegt und mit ihnen durch Steinschrauben verbunden werden. Hinter den Streckbaumenden findet eine kleine Erhöhung des Mauerwerks statt, welche oben mit Cement und Asphalt abgedeckt wird. Auch die Kämpfer

werden am zweckmäfsigsten aus Quadern konstruiert, welche bei geringeren Dimensionen aus einem Stück bestehen, bei gröfseren Dimensionen aus zwei oder selbst aus noch mehreren Stücken zusammengesetzt werden. Bei Anwendung von hartgebrannten Backsteinen läfst man es bei Quadern zu den Deckplatten und Kämpfern bewenden, während man bei gewöhnlichen Back- und Bruchsteinen die sichtbaren Mauerflächen mit Quaderschichten von im Mittel 18 bis 24 cm Höhe verblendet. Zur besseren Übertragung eines bedeutenden Strebendrucks und in der Richtung desselben werden vorteilhaft Vertikalbinder in dem Innern der Pfeilermauer angebracht, welche ein Übereinanderschieben der einzelnen Schichten an jener Stelle verhindern. Von besonderem Wert erscheint diese Vorsicht bei Sprengwerkbrücken, welche vor völliger Erhärtung des Mörtels im Innern ihrer Endpfeiler in Betrieb genommen werden müssen. Auf der Rückseite erhalten die Endpfeiler entweder einen Anzug oder, weil sich dann meist besser mauern läfst, treppenförmige Absätze, welche oben, zur besseren Ableitung des Wassers, mit einer Neigung versehen und mit Cement oder mit einer einfachen oder doppelten Backsteinschichte abgedeckt werden. Die Fundamentierung dieser Pfeiler erfolgt nach den Grundsätzen, nach welchen die in Kap. II besprochenen Pfeiler der gewölbten Brücken gegründet werden, es genügt jedoch, wegen der relativ viel geringeren Belastung durch den Überbau, meist kleinere Fundamentabsätze oder eine geringere Ausdehnung der Betonschichten, der liegenden oder der Pfahl-Roste.

b. Die Stärke der Endpfeiler. α. Bei dem gröfsten Erddrucke. Bezeichnet h die ganze Höhe der Erdhinterfüllung, $h_{,}$ die Erdhinterfüllung über dem Mauerkopfe, ρ den Reibungswinkel der Füllerde, γ das Gewicht ihrer kubischen Einheit, so ist bekanntlich, wenn die Konstante $\frac{1}{2}\,tang^2\left(45-\frac{\rho}{2}\right)=\phi$ gesetzt wird, der Erddruck auf die Längeneinheit der senkrechten Rückwand eines Pfeilers

$$E=\gamma\phi\,(h^2-h_1^2), \qquad 161.$$

dessen Angriffspunkt den Abstand

$$e=\frac{h^2-3\,h\,h_{,}+2\,h_1^2}{3\,(h^2-h_1^2)} \qquad 162.$$

von der Mauerbasis hat. Liegt das Terrain der Flufssohle um $h_{,,}$ über der Mauerbasis, so übt dieselbe auf die Vorderseite der Mauer den Gegendruck

$$E'=\gamma\,\phi\,h_{,,}^2, \qquad 163.$$

aus und wirkt an dem auf die Mauerbasis bezogenen Hebelarm

$$e'=\frac{h_{,,}}{3}. \qquad 164.$$

Die Differenz der Momente, womit diese entgegengesetzten Erddrücke auf den Pfeiler wirken, beträgt daher $Ee-E'e'$, mithin, wenn der Kürze halber der auf den hinteren Anlauf zu Gunsten der Stabilität wirkende Erddruck vernachlässigt, die Pfeilerhöhe $h-h_{,}=k$ gesetzt wird, und m den Anlauf der Rückseite, g das Gewicht der kubischen Einheit des Pfeilers bezeichnet, die untere Pfeilerstärke

$$w=\frac{mk}{2}+\sqrt{\frac{2}{g\,k}\,(Ee-E'e')-\frac{m\,k^2}{12}}, \qquad 165.$$

worin, bei senkrechter Rückwand, $m=0$ zu setzen ist und $\gamma=1{,}5$ bis $1{,}8$, $\phi=\frac{1}{2}$ bis $\frac{1}{5}$ und $g=2$ bis $2{,}2$ angenommen werden kann. Ist der Erddruck E' unerheblich oder verhältnismäfsig klein gegen E, so ist in vorstehender Gleichung $E'=0$ zu setzen.

Ist auf diese Weise ein trapezförmiger oder rechteckiger Querschnitt des Endpfeilers gefunden und dieser der erforderlichen Unterstützung der Streben und Horizontalbalken gemäfs umgeformt, so läfst sich dessen Stabilitätsmoment zur nochmaligen Ver-

gleichung mit dem Momente des gröfsten Erddrucks, wie folgt, untersuchen. Bezeichnen

$f_1 f_2 \ldots f_m$ die Flächen, aus welchen der Pfeilerquerschnitt besteht,

$s_1 s_2 \ldots s_m$ die Abstände ihrer Schwerpunkte von der Innenkante des Pfeilers,

so ist jenes Stabilitätsmoment

$$ {}^{s}M = g\,(f_1\,s_1 + f_2\,s_2 + \ldots f_m\,s_m), \qquad 166. $$

mithin, da

$$ F = f_1 + f_2 + \ldots f_m \qquad 167. $$

den Inhalt des Mauerquerschnitts darstellt, der Abstand der Schwerlinie von der Innenkante des Pfeilers

$$ a = \frac{{}^{s}M}{Fg} \qquad 168. $$

und der Abstand des Punktes, worin die Resultante des Mauergewichtes und des Erddruckes mit dem Momente ${}^{e}M$ die Basis des Pfeilers schneidet,

$$ b = \frac{{}^{e}M}{Fg}, \qquad 169. $$

mithin der Abstand dieses Schnittpunktes von der Innenkante des Pfeilers

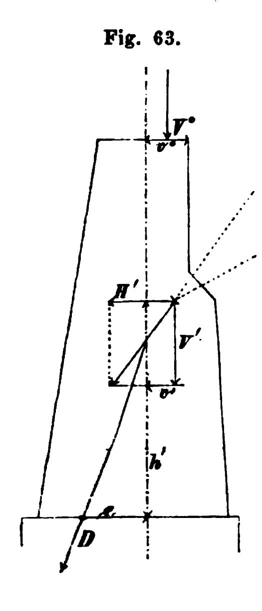
$$ a - b = \frac{{}^{s}M - {}^{e}M}{Fg} \qquad 170. $$

Mit Hilfe dieses Abstandes ist zu untersuchen, ob die gröfste zulässige Pressung des Mauerwerks an jener Innenkante nicht überschritten wird.

β. Bei dem gröfsten Seitendrucke des Sprengwerks. Von jeder Tragrippe der Brücke, welche $2n$ Streben enthält und deren gegenseitiger Abstand c beträgt, wird mit Bezug auf Gleichung 166, § 12 auf beiden Seiten ein gröfster Horizontaldruck

$$ H' = \frac{1}{c}\,(H_1 + H_2 + \ldots H_n), \qquad 171. $$

Fig. 63.



ein gröfster Vertikaldruck

$$ V' = \frac{1}{c}\,(G_1 + G_2 + \ldots G_n) \qquad 172. $$

und ein gröfster Vertikaldruck der Horizontalbalken

$$ V^0 = \frac{P_0}{c} \qquad 173. $$

auf die Tiefeneinheit des Landpfeilers ausgeübt. Bezeichnet nun

h den Hebelarm von H in Bezug auf die Pfeilerbasis,

$\left.\begin{matrix} v' \\ v^0 \end{matrix}\right\}$ den Abstand des Vertikaldrucks $\left\{\begin{matrix} V' \\ V^0 \end{matrix}\right\}$ von der Schwerlinie des Mauerkörpers, so ergiebt sich, mit Bezug auf Fig. 63, der Abstand dieser letzteren von dem Punkte, worin die Resultante sämtlicher Kräfte die Pfeilerbasis schneidet,

$$ e = \frac{H'\,h' - V'\,v' - V^0\,v^0}{V' + V^0 + g\,F} \qquad 174. $$

und der Abstand jenes Schnittpunktes von der Aufsenkante der Pfeilerbasis

$$ i = w - (a + e), \qquad 175. $$

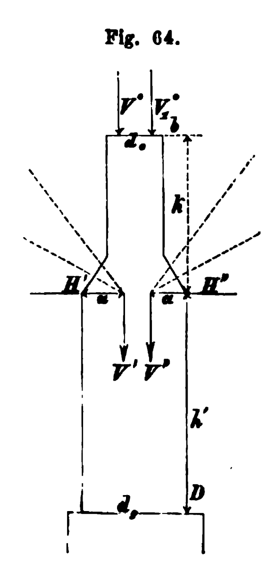
mit Hilfe dessen wieder zu prüfen ist, ob die zulässige Pressung des Mauerwerks an jener Aufsenkante nicht überschritten wird.

c. Anordnung und Konstruktion der Zwischenpfeiler. Sprengwerkbrücken mit zwei und mehreren Öffnungen erhalten bei definitiver Anlage meist steinerne Zwischenpfeiler, welche alsdann, wie die Endpfeiler, oben mit Deckplatten abgedeckt, an den beiden Seiten zur Aufnahme der Streben mit etwas vorspringenden, gewöhnlich aus Quadern bestehenden Kämpfern versehen werden. Die Auflagerung der Streckbäume auf denselben erfolgt auf die unter a. angegebene Weise. Wegen des Anschlusses der Strebenfüfse an das Mauerwerk vergl. S. 428. Zu einer Verblendung der sichtbaren

Mauerflächen ist bei den Zwischenpfeilern, wenn sie in der Strömung stehen und namentlich dem Eisstoße ausgesetzt sind, noch mehr Veranlassung gegeben als bei den Endpfeilern. Werden dieselben mit Kämpfergesimsen versehen, s. T. XXII, F. 16 u. 17, so sind diese mindestens 0,25 bis 0,5 m über Hochwasser zu legen, wenn sie keine Beschädigung durch Eisschollen oder sonstige treibende Körper erhalten sollen. Bezüglich ihrer Fundation gilt das unter a. Gesagte, jedoch sind die Fundamente der Zwischenpfeiler, besonders in stark strömenden Wasserläufen, mit sorgfältig angelegten Spundwänden zu versehen.

Die Stärke der Zwischenpfeiler ist für den gröfsten Seitendruck der Sprengwerke zu berechnen. Der gröfste einseitige Druck auf einen Strompfeiler findet nahezu statt, wenn die Tragrippen einer Öffnung vollbelastet und in der folgenden entlastet sind. Behalten V^0, V' und H', h', k und g ihre frühere Bedeutung, so besteht, wenn mit H'' und V'' bezw. der Horizontal- und halbe Vertikaldruck einer entlasteten Tragrippe, mit a und b bezw. der Abstand des Schnittpunktes der Strebenachsen und Mauerschwellen von der Laibung des Pfeilers, mit d_0 die erforderliche Breite des Pfeilerauflagers, s. Fig. 64, bezeichnet und der Kürze halber

Fig. 64.



$$\frac{V^0+V'}{g h'} = A, \qquad \ldots \qquad 176.$$

sowie

$$h'(H'-H'')+a(V'-V'')+b(V^0-V^0_1)-g k \cdot \frac{d_0^2}{2} = B \quad \ldots \quad 177.$$

gesetzt wird, die untere Pfeilerstärke[21])

$$d_1 = -A + \sqrt{\frac{2}{g h'} \cdot B + A^2}, \qquad \ldots \qquad 178.$$

welcher man auf jeder Seite der Pfeilerbasis einen der gröfsten zulässigen Pressung des Mauerwerks entsprechenden Zusatz giebt.

Hierbei ist, wenn das Gewichtsverhältnis der unbelasteten zur belasteten Tragrippe mit α bezeichnet wird:

$$H'' = \alpha \cdot H', \; V'' = \alpha \cdot V' \text{ und } V_0' = \alpha \cdot V_0 \quad \ldots \quad 179.$$

zu setzen, während die Abstände a und b den Auflagerflächen entsprechend anzunehmen sind.

§ 13. Die Bogenbrücken.[22]) Wie in der Einleitung dieses Kapitels bemerkt wurde, sind die aus gekrümmten Bohlen hergestellten Bogenbrücken als aufgegeben zu betrachten, während solche aus gekrümmten Balken zu Überbrückungen von Öffnungen mit grofser Spannweite und reichlicher Konstruktionshöhe sowie mit natürlichen festen Widerlagern, insbesondere für Strafsenbrücken zulässig erscheinen. Da nämlich der Krümmungspfeil eines tannenen Balkens nicht erheblich mehr als $^1/_{20}$ seiner Länge betragen darf, wenn dessen Festigkeit nicht Not leiden soll, so würden die Pfeilverhältnisse kleiner Bogenbrücken zu gering und infolge hiervon die Seitendrücke der Balkenbogen zu grofs ausfallen. Die Anwendung der Bogenbrücken zur Überbrückung grofser

---

[21]) Die Entwickelung dieses Ausdruckes s. Heinzerling. Grundzüge u. s. w. Leipzig 1874. II, 2. S. 141.

[22]) Litteratur. Rziha. Eisenbahn-Unter- und Oberbau. Wien 1877. II. Bd. S. 133. — Strafsenbrücke über den Kennebec-Flufs bei Augusta, Maine. (Bogen in Verbindung mit einem Gitterträger.) Scientific Americ. Suppl. 1878, S. 2189. — Kaiser Franz-Josef-Brücke über die Drina bei Gorazda. Mitteil. über Art.- u. Geniewesen. 1882, S. 175.

Spannweiten erfordert eine um so wirksamere Aussteifung, je gröfser die letzteren sind. Je nachdem dieselbe in einer Aussteifung der Bogenzwickel oder des Bogens selbst besteht, unterscheidet man die Bogenbrücken mit ungetrennten Tragbogen, welche mit dem Streckbaum durch Fachwerk verbunden sind, und diejenigen mit doppelten, in zwei Gurten gespaltenen Tragbogen, welche erstere durch Fachwerk verbunden sind, während die Belastung der Streckbäume durch senkrechte Pfosten auf diese Bogen übertragen wird.

a. Die Bogenbrücken mit Fachwerk in den Bogenzwickeln erhalten am zweckmäfsigsten Bogen aus mehreren dicht auf- und nebeneinander liegenden, nicht solche aus einzelnen, durch Zwischenräume und einzelne Zwischenklötze getrennten Balken, damit Regen möglichst wenig eindringen kann und ein Faulen der Balken, insbesondere an den Stellen vermieden wird, wo jene durch Zwischenräume getrennten Balken durch Zwischenklötze und Schrauben verbunden sind. Die Streckbäume werden mit jenen massiven Bogen durch ein aus Vertikalen und Diagonalen bestehendes Fachwerk verbunden, dessen Vertikale meist einfach sind und auf den Bogen stehen, während die entweder unter einem und demselben, nicht zu steilen Winkel oder radial zu dem Bogen gestellten Diagonalen doppelt sind und sowohl die Bogen als auch die Streckbäume und Vertikalen zangenförmig umschliefsen. Die besonders in der Nähe der Bogenenden erforderlichen Querversteifungen werden an jene Vertikalen angeschlossen und bestehen aus oberen und unteren durchgehenden Querriegeln mit eingeschalteten Diagonalkreuzen. Die Bogenfüfse werden am zweckmäfsigsten in gufseiserne Bogenschuhe eingelassen, welche dem eingedrungenen Wasser den Ablauf gestatten und der Verdunstung des letzteren wegen möglichst frei gelegt, übrigens aber mit dem Mauerwerk oder dem gewachsenen Felsen solid verankert sind. Über den Streckbäumen ruhen direkt oder indirekt die Querträger der Brückenbahn. Bei den Eisenbahnbrücken werden zwei bis vier, bei den Strafsenbrücken meist mehrere gleichweit entfernte Tragrippen angeordnet.

b. Die Bogenbrücken mit Bogenfachwerkträgern erhalten meist Bogengurten aus mehreren, dicht auf- und nebeneinander liegenden und untereinander verschraubten Balken, zwischen welche die gekreuzten Diagonalen des zu ihrer Aussteifung dienenden Fachwerkes eingeschaltet sind, während deren gegenseitige Verbindung durch entweder vertikal, oder — besser — radial angeordnete doppelte Zangen bewirkt ist. Reicht das Bogenfachwerk aus, um sämtliche, bei der gröfsten einseitigen Belastung auftretende Dreh- und Scherkräfte aufzunehmen, so bedürfen die Streckbäume der Brückenbahn einer Unterstützung nur durch lotrechte, auf den Bogen ruhende Pfosten, welche zur Sicherung ihrer Stellung durch geneigte, mit den Bogen verbundene doppelte Zangen gefafst werden. Am einfachsten werden die oben erwähnten Bogenzangen bis zu dem Streckbaum verlängert, wie dies z. B. bei der von Brown konstruierten, in F. 30 bis 33 auf T. XXII dargestellten Cascadebrücke geschehen ist. Die Querverbände der Bogen bestehen in durchgehenden, auf die beiden Gurten gelegten und mit ihnen verschraubten Querriegeln, zwischen welche gekreuzte Diagonalen eingeschaltet werden. Auch die zwischen Brückenbahn und Bogen angebrachten Tragpfosten bedürfen einer kräftigen Querversteifung, welche durch zwei oder mehr Querriegel samt angeblatteten Diagonalen mittels Schrauben hergestellt wird. Die Bogenfüfse werden am besten in gufseiserne Schuhe eingelassen, welche bei gröfseren Brücken getrennt (F. 32 u. 33), und mit dem Mauerwerk oder Felsen verankert sind. Die Brückenbahn wird, wie bei den im § 8 besprochenen Brücken, auf die Tragrippen gelegt. Der in F. 31 gegebene Querschnitt der Cascadebrücke zeigt die übliche amerikanische Anordnung der Eisenbahnfahrbahn für ein Geleise mit beiderseitigen, durch Brüstungen begrenzten Banketten.

§ 14. Gerüstbrücken, Kriegsbrücken und andere interimistische Brücken.[23]) Hölzerne Brücken, welche die Dauer von oft nur wenigen Jahren oder selbst Monaten entwickeln und meist innerhalb kurzer Zeit[24]), mit den einfachsten Mitteln und den geringsten Kosten hergestellt werden sollen, werden sehr verschieden konstruiert und ausgeführt, je nachdem sie kleinere oder gröfsere Öffnungen zu überspannen und Bau-, Verkehrs- oder Kriegszwecken zu dienen haben. Geringere Weiten werden mit einfachen Balken überbrückt, welche man, wo nötig, durch hölzerne Zwischenjoche unterstützt. Bei gröfseren Spannweiten verstärkt man die Balken durch Unterlegen von Sattelhölzern, welche man eventuell überdies durch einfache oder doppelte Kopfbänder auf die End- und Zwischenjoche abstützt. Auch armierte, durch eiserne Hängstangen unterstützte Balken kommen bei Weiten bis zu 10 m zur Anwendung, während man verdübelte Balken wegen des hohen Grades von Genauigkeit, womit sie bearbeitet werden müssen, gewöhnlich vermeidet oder sie lediglich, wie bei den österreichischen Traggeländerbrücken, in Form von Rundstämmen verwendet, welche nur an einzelnen Stellen durch Zwischenklötze und Schrauben verbunden werden. Noch gröfsere Spannweiten überbrückt man mittels Sprengwerkträgern, seltener und nur dann, wenn die Brücke nicht breit, und nicht schwer belastet wird, mittels Hängwerken. Zur Überbrückung der gröfsten Spannweiten verwendet man Fachwerkträger von möglichst einfacher Zusammensetzung, welche man je nach Bedarf über oder unter die Brückenbahn legt und wo nötig durch gehörig versteifte hölzerne Joche unterstützt. Die zu Bauzwecken erforderlichen interimistischen

---

[23]) Litteratur. Gerüstbrücken: Pontzen. Über hölzerne Brücken, besonders über amerikanische Gerüstbrücken. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1876, Heft II. — Gerüstbrücke der Credit-Valley Eisenbahn in Canada (gekrümmte Bahnachse). Engng. 1880, Juli, S. 87. — Gerüstbrücke über das Fella-Thal (zugleich Aufstellungsgerüst für Eisenkonstruktion). Il Politecnico 1881, S. 369; Zeitschr. d. österr. Arch.- u. Ing.-Ver. 1880, S. 113. — Gerüstbrücken der Napier-Manawatu-Eisenbahn in Neu-Seeland. Nouv. ann. de la constr. 1881, S. 149. — Gerüstbrücke durch den Lake Pontchartrain (34,6 km lang). Centralbl. der Bauverw. 1883, S. 205.

Kriegsbrücken: Verschiedene Mitteilungen über provisorische Brücken und über zweckmäfsiges Verfahren bei Wiederherstellung gesprengter Brücken. Deutsche Bauz. 1871, S. 233; daselbst 1872, S. 61, 73, 104. — Provisorische Brücke über die Loire bei Montlouis. Engng. 1871, Dec. S. 411. — Militärische Eisenbahnbrücken v. J. 1871. Zeitschr. d. bayr. Arch.- u. Ing.-Ver. 1872, Bl. XI u. ff. — Hölzerne Jochbrücke der Feldeisenbahn von Remilly nach Pont à Mousson. Deutsche Bauz. 1872, S. 120. — Eigenschaften, welche die von den Feldeisenbahn-Abteilungen auf Vorrat mitzunehmenden Brückenkonstruktionen haben müssen. Deutsche Bauz. 1872, S. 174. — Provisorische Brücken bei Chatou und bei Croisy über die Seine (Fachwerke). Nouv. ann. de la constr. 1872, S. 34. — Provisorische Brücke über die Loire bei Saint Côme. Ann. industr. 1872, II. S. 646. — Marwa's Feldbrücken aus Eisenbahn-Material und nach Art der Howe'schen Träger. Mitteil. des Art.- u. Geniewesens. 1880, S. 54 und 1883, S. 9. — Russische Feldbrücke über den Schamrat-Kanal bei Kisil-Takir. Mitteil. des Art.- u. Geniewesens. 1884, 1. Heft.

Sonstige interimistische Brücken: Weishaupt. Notbrücke beim Bau der grofsen Oder-Brücke bei Schwedt. Zeitschr. f. Bauw. 1857, S. 210. — Schwedler und Hipp. Dienstbrücke für den Bau der Rheinbrücke bei Kehl. Zeitschr. f. Bauw. 1860, S. 13. — Mendra. Herstellung provisorischer Brücken. Nouv. ann. de la constr. 1867, S. 30. — Provisorische hölzerne Dienstbrücke der franz. Westbahn. Nouv. ann. de la constr. 1871, S. 90. — Provisorium neben der i. J. 1876 eingestürzten Elbe-Brücke bei Riesa (Howe'sche Fachwerke). Deutsche Bauz. 1877, S. 93. — Interimsbrücke neben der Enz-Brücke bei Besigheim (hölzerne Joche auf Bohlenrosten). Allg. Bauz. 1878, S. 31. — Provisorische hölzerne Jochbrücke über den Marne-Rhein-Kanal bei Frouard. Ann. des ponts et chaussées. 1878, Juni, S. 592. — Pohlmann. Provisorische Fahrstrafsen und Brücken beim Bau von Gebirgsbahnen. Deutsche Bauz. 1879, S. 529. — Transportable Holzbrücken von Markus. Landwirtschaftl. Wochenblatt 1879, S. 212.

[24]) Beispiele rascher Ausführung hölzerner Brücken: Ausführung einer Brücke mit Howe'schen Trägern in 21 Tagen. Scientific Americ. 1876, Jan. S. 83. — Ausführung einer provisorischen hölzernen Brücke von 280 m Länge in 67 Stunden. Ann. des ponts et chaussées. 1878, Mai. S. 444. — Ausführung eines Holzprovisoriums von 762 m Länge in 14 Tagen. Nouv. ann. de la constr. 1880, S. 102.

Brücken (Hilfsbrücken, Materialtransportbrücken) können ihren relativ geringeren Belastungen entsprechend schwächer und kunstloser konstruiert werden, als die einem Strafsen- oder gar einem Eisenbahnverkehr dienenden interimistischen Brücken. Die letzteren erfordern immerhin eine Konstruktion, welche Gefahren bei deren Betrieb ausschliefst und erhalten entweder einen minder tragfähigen, in geringeren Abständen unterstützten oder einen tragfähigeren, in gröfseren Abständen unterstützten Überbau. Zu den ersteren gehören die amerikanischen Gerüstbrücken *(trestle works)*, deren einfache Balkenträger durch zahlreiche Joche unterstützt werden, zu den letzteren die Sprengwerk- und Fachwerkbrücken, deren Träger auf weiter von einander entfernten, aber stärkeren Jochen oder Pfeilern ruhen. Die Kriegszwecken dienenden Brücken erheischen in den meisten Fällen die relativ rascheste Herstellungsweise und bezwecken entweder die Wiederherstellung oder den Ersatz teilweise oder völlig zerstörter Brücken, welcher längere Zeit in Anspruch nimmt oder sollen einen sofortigen Übergang über Flüsse oder über tiefe, den Vormarsch hemmende Schluchten ermöglichen. Diese von Pionieren im Felde geschlagenen Brücken unterscheiden sich von jenen ersteren dadurch, dafs sie aus mehreren, nicht zu schweren Teilen bestehen, welche sich auf Wagen verladen und transportieren, sowie an Ort und Stelle in kurzer Zeit aufstellen und hinreichend sicher verbinden lassen. Je nachdem die Brückendecke durch Böcke oder durch Pontons unterstützt wird, unterscheidet man die Bockbrücken und die Pontonbrücken. Zu deren Transport dient eine gewisse Zahl von Brückenequipagen, deren jede das Material zu einer Brücke von normaler Breite und 50 bis 60 m Länge enthält. Dieses Material besteht aus allen Bestandteilen der Brücke, aus den zu deren Fortschaffung nötigen Wagen, aus den Werkzeugen zur Aufstellung und Zusammensetzung, sowie zur eventuellen Reparatur jener Bestandteile und in einem Vorrate von fertigen Eisenteilen und zugerichteten Hölzern.

1. Einfache interimistische Balkenbrücken. Dieselben bestehen, wie die definitiven einfachen Balkenbrücken aus je 2 bis 5 m weit entfernten hölzernen Jochen mit Holmen, worauf Längsbalken ruhen, welche die Brückenbahn aufnehmen, unterscheiden sich jedoch von denselben durch möglichst ausgedehnte Verwendung unbeschlagener Hölzer und deren Verbindung mittels der einfachsten Fugenschnitte und Befestigungsmittel. Vor allem bestehen die Joche bei geringeren und gröfseren Höhen derselben aus durchgehenden oder aufgepfropften, innen senkrechten, aufsen geneigten Pfählen aus Rundholz, welche besonders in Flufsbetten hinreichend fest eingerammt und durch Kreuzbüge aus Halbholz oder aus starken Bohlen mittels Schrauben untereinander verbunden und ausgesteift werden müssen. Bei zunehmenden Höhen der Joche müssen deren Pfähle überdies ein- oder mehreremal durch wagrechte Gurthölzer verbunden werden. Wo die Pfähle der Joche nicht tief genug im Boden stecken, um für sich stabil zu sein, sind die letzteren durch eine hinreichende Zahl von Kreuzbügen mit Schrauben auch unter sich zu verbinden. Auch die Träger der Brückenbahn werden, wo es auf Holzersparnis nicht ankommt, aus Rundholz hergestellt und nur an ihren Auflagern und da bearbeitet, wo sie die Querträger der Brückenbahn zu unterstützen haben. Die Brüstungen bleiben oft ganz weg oder werden nur an einer Seite angebracht. Ein Beispiel dieser Anordnung giebt die in Fig. 65 (S. 440) dargestellte Feldeisenbahn-Brücke über die Seille bei Cheminot[25]), deren Pfahljoche tief eingerammt wurden und deshalb eine besondere Längsverbindung nicht erforderten. Da diese Brücke zugleich dem Eisenbahn- und

[25]) Vergl. Deutsche Bauz. 1872, S. 120.

Strafsenverkehr dienen sollte, so wurden die Tragbalken mit einer dichten Schwellenlage bedeckt und die beiderseitige Verbreiterung der Fahrbahn durch Bohlstücke bewirkt, welche auf hochkantig gestellten Halbhölzern ruhten. Bei der in Fig. 66 zum Teil dargestellten Feldeisenbahnbrücke über die Oise bei Chantilly[26]) ist aufser einer Querverbindung durch Kreuzbüge und wagrechte Gurthölzer eine Längsverbindung der je 3 m von einander entfernten Joche mit einmal aufgepfropften Pfählen aus Rundholz angebracht worden, während alle übrigen Konstruktionsteile aus kantig geschnittenem Eichenholz bestanden. Um etwas gröfsere Spannweiten zu ermöglichen, werden die einfachen Balken entweder nur durch Sattelhölzer oder durch Sattelhölzer in Verbindung mit Kopfbändern unterstützt. Diese Konstruktion empfiehlt sich zwar zumal für solche interimistische Brücken, welche einer sehr raschen Ausführung bedürfen, wegen der empfindlichen Verbindung ihrer Sattelhölzer und Kopfbänder mit ihren Balken und Jochständern nicht, hat aber doch, besonders bei den für eine etwas längere Dauer bestimmten amerikanischen Gerüstbrücken vielfach Anwendung gefunden.

Fig. 65.

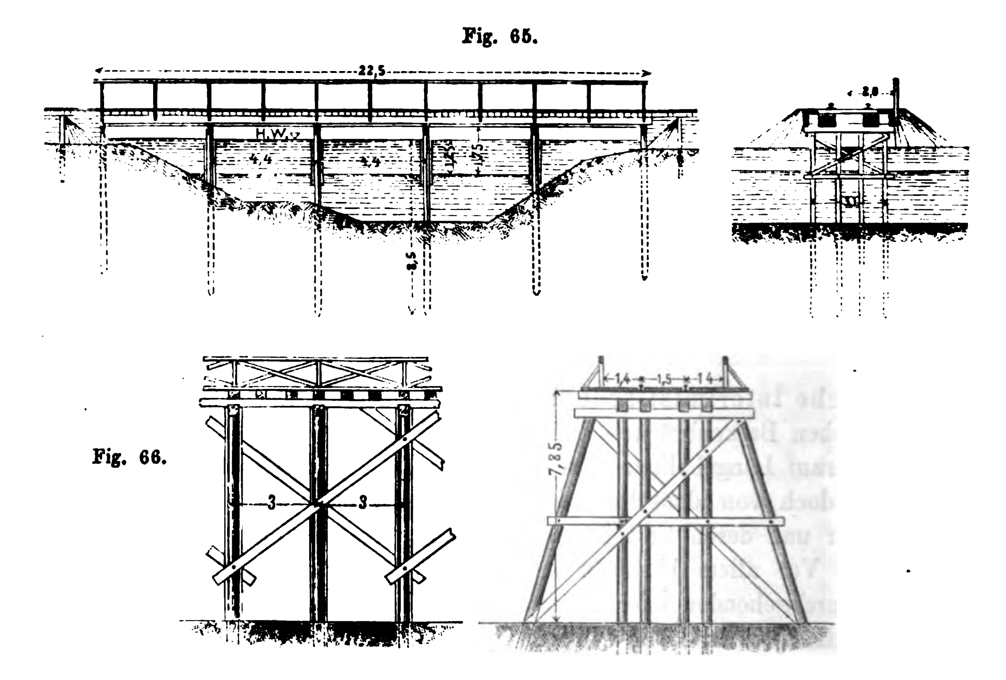


Fig. 66.

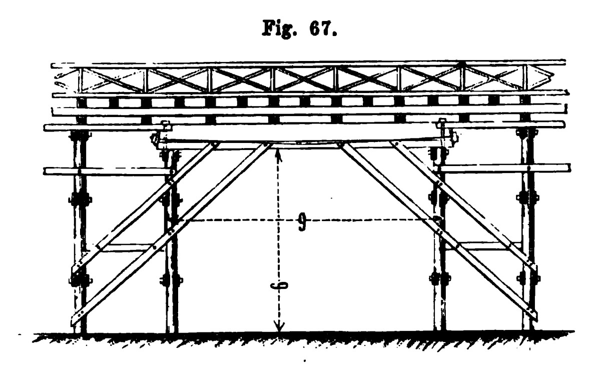
2. Die amerikanischen Gerüstbrücken *(trestle works)*, so genannt von ihrem baugerüstartigen Aufbau, welche meist dazu bestimmt sind, Eisenbahnen über weite und tiefe Thäler oder über Seen zu führen und hierbei lange und hohe Erddämme durch einen rascher ausführbaren und billigeren Unterbau zu ersetzen, erhalten bei einem Überbau aus einfachen Balken, welcher meist durch Sattelhölzer in Verbindung mit Winkelbändern oder Streben unterstützt wird, je 3 bis 5 m von einander entfernte einfache oder Doppeljoche, die durch Streben seitlich abgestützt und ihrer Höhe entsprechend an zwei oder mehreren Stellen sowohl nach der Breite als auch nach der Länge der Brücke durch wagrechte Balken verbunden sind. Nicht allein die Wände sondern auch die Böden der einzelnen hierdurch gebildeten, 2 bis 3 m hohen Stockwerke werden sodann durch Diagonalverbände aus Holz oder aus Holz und Eisen ausgesteift. Die Jochständer oder deren

[26]) Deutsche Bauz. 1871, S. 233.

untersten Teile werden bei nachgiebigem Baugrund oder im Wasser eingerammt, bei festem Obergrund entweder auf einfache oder doppelte Grundschwellen oder auch auf gemauerte Sockel gestellt. Die Streben zur Unterstützung der Tragbalken des Überbaues reichen gewöhnlich durch die oberste Etage der Joche hindurch und stützen sich also auf deren obersten, durch die geneigten Jochständer und die Querbalken gebildeten Knoten. Die Brüstungen der Gerüstbrücken bestehen entweder aus einem mit den Stirnbalken verbundenen Fachwerk oder bleiben auch ganz weg. Unter die bedeutendsten amerikanischen Gerüstbrücken gehören der Dale-Creek-Viadukt an der Central-Pacific-Bahn und der Viadukt über den Credit in der Creditthal-Bahn in Canada[27]), welcher letztere zugleich in einer Kurve liegt. Eine von der New-Orleans- und Nordost-Eisenbahn i. J. 1883 erbaute, 34,6 km lange Holzgerüstbrücke führt über den Pontchartrain-See[28]) und über die nördlich und südlich an denselben grenzenden Sümpfe. Jedes Joch besteht aus vier Pfählen von Längen bis zu 18,3 m, während die Öffnung zwischen den Jochen je 3,96 m beträgt. Um dem verwendeten Holz eine möglichst lange Dauer zu verschaffen, wurde dasselbe trotz einer sehr erheblichen Verteuerung durchweg mit Kreosot getränkt.

3. **Interimistische Brücken mit verstärkten Tragbalken.** Wo einzelne oder durchweg gröfsere Öffnungen von je 8 bis 10 m zu überspannen sind, verwendet man starke, durch eiserne Zugstangen unterstützte (armierte) Balken, welche man durch entsprechende stärkere und hinlänglich versteifte Joche unterstützt. Ein Beispiel dieser Konstruktion giebt die an Stelle der aus drei Bogen von je 28 m bestehenden, im J. 1871 gesprengten Brücke über die Oise zwischen Chantilly und Creil erbaute interimistische Holzbrücke, deren gröfsere, für die Schiffahrt bestimmte Öffnung von 9 m Weite mittels armierter Balken in der durch Fig. 67 dargestellten Weise überbrückt wurde. Diese Träger bestanden aus vier scharfkantig geschnittenen eichenen Längsbalken, wovon die oberen je 60/60 cm, die unteren je 30/30 cm stark waren und durch Rundeisenstangen unterstützt wurden. Die Jochständer waren aus Rundholz hergestellt und durch seitlich angeschraubte Streben unter sich und mit dem Überbau verbunden.

Fig. 67.



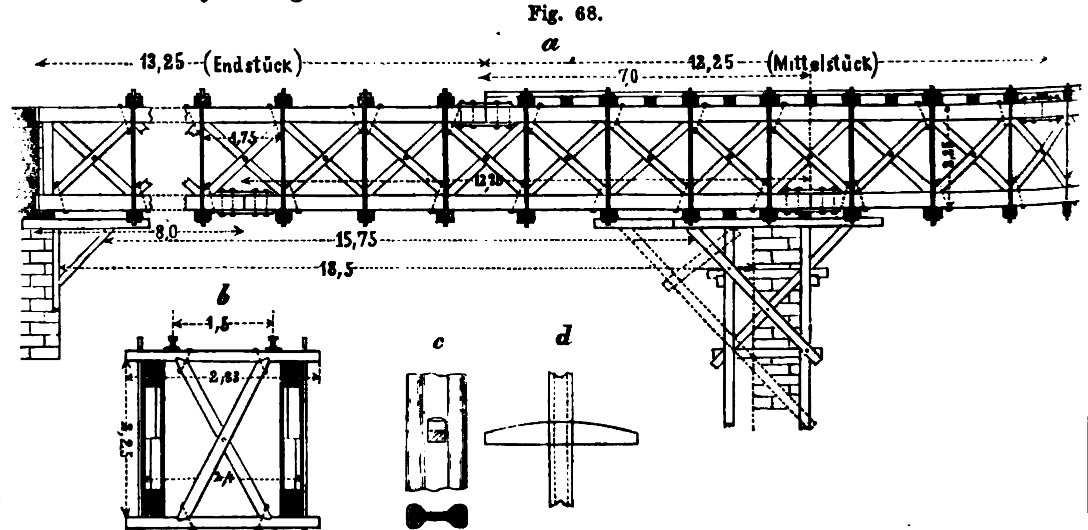
4. **Traggeländerbrücken.**[29]) Diese vorzugsweise in Österreich unter dem Namen „Knüppelbrücken" ausgeführten Strafsenbrücken mit 10—15 m Spannweite erhalten je zwei Träger aus je drei bis fünf Rundholzstämmen, welche — durch eingeschaltete Zwischenklötze getrennt und durch seitlich angeschraubte, schmiedeiserne Schienen zusammengehalten — annähernd als verdübelte Balken wirken. Die Querbalken, welche die Brückenbahn unterstützen, werden auf die untersten Längsbalken der Hauptträger gelegt und nehmen entweder nur einen Bohlenbelag oder einen solchen mit Beschotterung auf. Wo mehrere Öffnungen erforderlich sind, werden die Hauptträger durch hölzerne Joche unterstützt, deren Pfosten aus Rundholz bestehen und aufsen die beiden untersten Balken der Hauptträger umfassen, innen in die Querträger der Brückenbahn eingezapft sind. Durch Ein-

[27]) Vergl. Engineering. 1880. 2. Sem. S. 87 u. 92.
[28]) Centralbl. der Bauverw. 1883, S. 205.
[29]) Allg. Bauz. 1844, S. 18.

schaltung von Sattelhölzern zwischen die Hauptträger und die beiden äufsersten Pfosten der Joche wird die Spannweite hie und da etwas vergröfsert. Eine Verbesserung haben diese Konstruktionen bei dem Bau einer Strafsenbrücke über die Lahn bei Biedenkopf dadurch erfahren, dafs jene Zwischenklötze in die Längsbalken eingelassen wurden, sich also nicht verschieben konnten und dafs statt jener angeschraubten schmiedeisernen Schienen eiserne Bänder angewendet wurden, welche die Hauptträger umschlossen, also nicht verschwächten.

5. Interimistische Fachwerkbrücken. Die Träger dieser Brücken erhalten zur Vereinfachung ihrer Konstruktion einteilige, aus Balken von entsprechender Stärke bestehende Gurten, zwischen welche an den Enden schräg abgeschnittene Streben eingeschaltet und durch Schrauben mit ihnen verbunden, also gegen Verschiebung gesichert werden. Das Zusammenpressen dieser Teile geschieht dann durch einfache Hängeisen, welche man durch in gleichen Entfernungen auf den Obergurt und unter den Untergurt befestigte Querbalken hindurch steckt und meist nur durch Keile anzieht. Wo es sich, wie bei den Kriegsbrücken, um die einfachste Herstellung, um leichte Zerlegbarkeit und Verladung, um die Möglichkeit einer Verlängerung oder Verkürzung solcher Träger handelt, können Anordnungen wie an dem in Fig. 68 dargestellten Fachwerkträger für Feldeisenbahn-Brücken Anwendung finden. Zu den Gurten sind auch hier starke kantige Balken, zu den gekreuzten Streben Bahnschwellen, Halbholz oder starke Bohlen, zu den Hängeisen alte Bahnschienen, Rund- oder Bandeisen verwendet, welche oben und unten mit Löchern für Splinte oder Keile versehen sind. Die einzelnen Gurtstücke sind durch Laschen und Bolzen verbunden. Um auch eine leichte Aufstellung der Träger zu ermöglichen, dürfte eine Spannweite derselben von 18 bis 20 m nicht zu überschreiten und, wo gröfsere Weiten als solche zu überbrücken sind, die Anwendung von Zwischenjochen geboten sein.

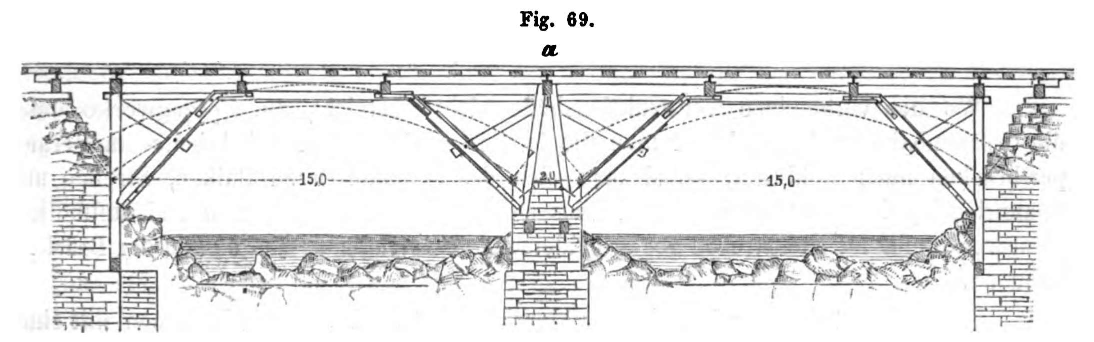
Fig. 68.

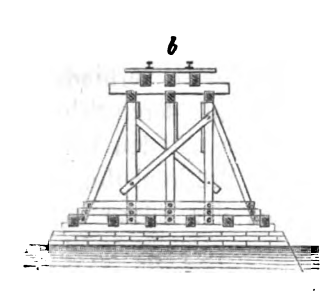


6. Interimistische Sprengwerkbrücken. An Stellen, wo bei verhältnismäfsig grofser Konstruktionshöhe in Entfernungen von 10 bis 15 m sichere Stützpunkte gegeben oder leicht herzustellen sind, können auch Sprengwerke zur Verwendung kommen, wenn dieselben gehörig ausgesteift und hierdurch vor Verschiebung gesichert werden. Da die Tragrippen dieser Brücken je nach ihrer Spannweite aus je zwei Streben ohne oder mit Spannriegel bestehen, so sind dieselben, besonders in Ermangelung starker Bauhölzer

von gröfserer Länge, bequem her- und aufzustellen und eignen sich daher auch zu Kriegsbrücken, welche unter den erwähnten Umständen möglichst rasch auszuführen sind. Ein Beispiel giebt die in Fig. 69 dargestellte Feldeisenbahnbrücke bei Froncles[30]), welche an Stelle einer gewölbten, von den Franzosen gesprengten Brücke über die Marne mit zwei Öffnungen von je 12 m errichtet wurde. Hierbei waren die Landpfeiler noch geeignet, Widerlager für Sprengwerke zu bilden und in vorhandenen starken kurzen Eichenstämmen Material zur Herstellung der letzteren geboten. Um eine Verschiebung des ganzen Systems zu verhindern, wurde das aufzustellende Mitteljoch in Dreiecksform angeordnet und der Überbau durch Dreiecksverbände in der dargestellten Weise möglichst ausgesteift. Die Zangen, welche die Hauptteile der Sprengwerke und Stützjoche mittels Verkämmung und Bolzen untereinander verbanden, bestanden aus Kreuzhölzern oder starken Bohlen, während die Querkreuze an den Hauptstreben, Spannriegeln und Pfahlwänden aus Telegraphenstangen hergestellt und in ähnlicher Weise befestigt waren. Die Endjoche standen auf den Fundamentabsätzen der gesprengten Widerlagpfeiler, während der bis unter Wasser zerstörte Zwischenpfeiler wieder soweit aufgemauert wurde, um das Zwischenjoch aufnehmen zu können. Die Aufstellung der Sprengwerke wurde durch je sechs Flaschenzüge, welche an einem durchgehenden Tragbalken befestigt waren, derart bewirkt, dafs die beiden Streben jeder Tragrippe mit dem Spannriegel gleichzeitig auf-

Fig. 69.





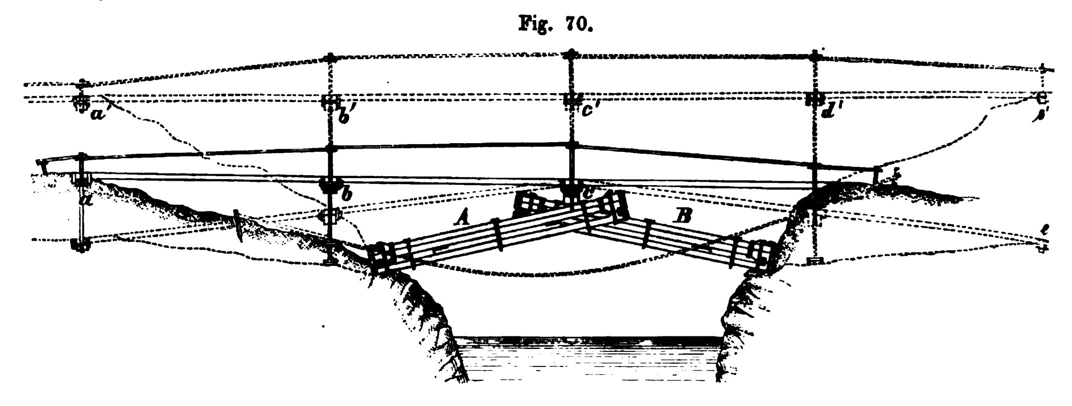
gewunden und schwebend aneinandergefügt wurden. Die Tragbalken waren aus Rundholz hergestellt, worauf die Schwellen mit Hilfe von unterlegten Brettstücken in die richtige Lage gebracht und dann festgenagelt wurden. Einer Verschiebung der beiden gegeneinander geneigten Pfosten des Zwischenjoches durch den Seitendruck der Streben, welche bei starken Belastungen der Sprengwerke anfangs eingetreten war, wurde später durch teilweise Ausmauerung des zwischen denselben befindlichen Zwischenraumes vorgebeugt.

Aufser diesen festen Sprengwerkbrücken kommen im Felddienste bewegliche Sprengwerke, welche je vier aus mehreren Balken zusammengesetzte Streben besitzen, besonders da zur Anwendung, wo ein Übergang über einen Bach oder tiefen Graben von 8 bis 12 m Spannweite in gröfserer oder kleinerer Höhe sofort hergestellt werden soll. Zwei Strebenpaare A, B, für welche an den Ufern feste Stützpunkte zu schaffen sind, werden der Örtlichkeit entsprechend mehr oder minder steil in Scherenform hintereinander aufgestellt und an ihren Enden durch zwei zwischen sie eingeschaltete Querbalken verbunden, siehe Fig. 70 (S. 444). Über die Kreuzungsstelle c der Strebenpaare wird eine Bockschwelle gelegt, welche nebst den Landschwellen a, b, d, e zur Unterstützung der Brückenbahn dient.

[30]) Vergl. Deutsche Bauz. 1872, S. 73.

Die letztere kann hierbei unmittelbar auf jene Schwellen oder vermittels eiserner Stangen, welche die beiden Enden jener Schwellen durchsetzen und lotrecht verschoben werden können, um 1 bis 2 m höher gelegt werden, siehe *a' b' c' d' e'* der Figur. In beiden Fällen kann die Brückenbahn eine wagrechte oder eine von ihren beiden Enden nach ihrer Mitte hin ansteigende, in der Figur punktierte Lage erhalten. Jene lotrechten Stangen werden an ihren unteren Teilen, wo sie die Stützen der Brückenbahn bilden, durch Vorsteckscheiben verstärkt, damit sie bei belasteter Brücke nicht in den Boden einsinken können, während ihre oberen, über die Brückenbahn hervorragenden Teile als Geländerpfosten dienen, welche untereinander durch leichte eiserne Handschienen verbunden werden.

Fig. 70.



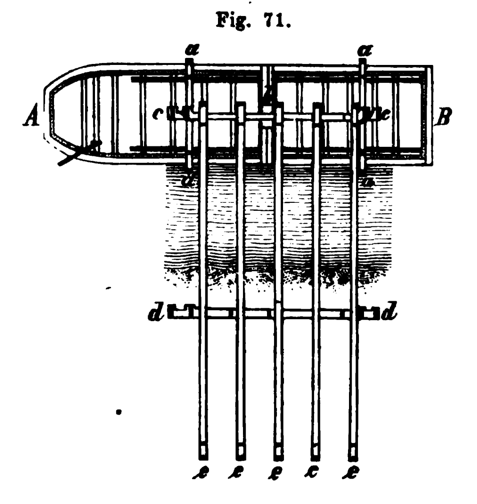
Wo die vorhandene Konstruktionshöhe nicht ausreicht, um Sprengwerke unter die Brückenbahn zu legen, hängt man die letztere, insbesondere bei Arbeits- und Transportbrücken auch wohl auf, wobei man sich des Rundholzes zu Balken, Streben und Spannriegeln, des gewöhnlichen Rundeisens zu den Hängstangen bedient und steift diese Hängwerke mittels Seitenstreben gegen beiderseits hervorragende Querbalken der Brückenbahn ab.

7. **Bockbrücken.** Die aus einer hinreichenden Zahl von Streckbäumen mit einer Lage von Querbohlen bestehende Brückenbahn wird durch Böcke unterstützt, welche oben aus einem starken Querbalken (Bockschwelle) bestehen, durch dessen Enden geneigte Füſse gesteckt sind. Um ein Eindrücken der Böcke in den Boden zu verhindern, werden unten auf die Füſse zugeschärfte Vorsteckscheiben so gesteckt, daſs deren Schneiden stromaufwärts gerichtet sind, während sie oben durch Hängketten mit den bereits erwähnten Querbalken fest verbunden werden. Die Streckbäume der Brückenbahn sind an den Enden mit Kämmen versehen, womit sie in die Querbalken der Böcke sowie in die auf das Ufer verlegte Landschwelle eingehakt werden.

Die Aufstellung der Böcke erfolgt mittels der aus zwei gekuppelten Pontons bestehenden sog. Einbaumaschine, welche am Ufer zusammengesetzt und dann so in die Brückenachse eingefahren wird, daſs die Pontons mit den Schnäbeln gegen den Strom stehen. Von den Verbindungsbalken der beiden Pontons, welche auf deren Borden ruhen und mit denselben durch Schnüre verbunden werden, läſst man landwärts zwei soweit vorstehen, daſs die Bockschwelle symmetrisch zur Brüchenachse so darauf gelegt werden kann, daſs die der jeweiligen Wassertiefe entsprechenden Bockfüſse von der Seite durch deren schräge Öffnungen (Coulissen) soweit vorgeschoben werden können, daſs die oben erwähnten Vorsteckscheiben beim späteren Aufrichten des Bocks den Wasserspiegel kaum berühren. Nachdem sodann die Vorsteckscheiben aufgesteckt und die Hängketten an die oberen Teile der Füſse angehängt sind, wird der Bock aufge-

richtet, worauf die Streckbäume der ersten Brückenöffnung in die Bockschwelle eingehakt werden. Mit Hilfe dieser Streckbäume schiebt man sodann die ganze Einbaumaschine in dem Flusse soweit vor, dafs sie mit ihren hinteren Enden in die Landschwelle eingehakt werden können. Nunmehr läfst man die Füfse des Bocks auf die Flufssohle hinab, treibt sie mit Schlägeln ein und zieht sodann die Hängketten durch die an der Bockschwelle befestigten Tragringe. Das erste Brückenglied wird nun zum Transport der übrigen Brückenteile mit Bohlen belegt, die Einbaumaschine frei gemacht, der zweite Bock eingebaut, aufgerichtet und mit den Streckbäumen des zweiten Brückengliedes weiter geschoben. Hiernach setzt man die Füfse und macht die Einbaumaschine ebenso frei wie nach der Aufstellung des ersten Bockes. Auf dieselbe Weise werden alle weiterhin nötigen Böcke aufgesetzt und Glieder der Brückenbahn hergestellt. Von der mehr oder minder starken Strömung des Wassers hängt es ab, wie die Pontons der Einbaumaschine an der erforderlichen Stellung in der Brückenachse festzuhalten sind. In der Nähe der Ufer genügen gewöhnlich mehrere, mittels Pflöcken an den Boden befestigte Ziehleinen zur Befestigung der Einbaumaschine, während sie in der Mitte des Stromes durch Anker gehalten werden mufs.

Fig. 71.



8. Pontonbrücken. Die zur Unterstützung der Brückenbahn dienenden Pontons werden aus zwei oder mehreren Stücken zusammengesetzt, wovon die sog. Schnabelstücke vorn etwas zugeschärft, hinten mittels senkrechter Wände abgeschlossen, während die Mittelstücke dagegen vorn und hinten in letzterer Weise abgeschlossen sind. Zum Befestigen der Streckbäume auf den Borden der Seitenwände sind in deren Innerem die Schnürlatten, zur Befestigung des Ankertaues die Ankerriegel, zur Befestigung des Windankertaues die Ankerleisten angebracht, während sie aufserdem mit den Vorrichtungen zu ihrer Verbindung und zu ihrer Befestigung auf den Pontonwagen und mit den zum Fortbewegen, Lenken und Feststellen erforderlichen Gerätschaften versehen sind. Um die Streckbäume der einzelnen Brückenglieder auf dem Ponton lagern zu können, wird auf jeder Seite der herzustellenden Brückenbahn ein Unterlagriegel *a a* über die beiden Borde, ein Unterlagklotz *b* auf die Querwände gelegt, s. Fig. 71, mit welchen die beiden Teile *A* und *B* des Pontons verbunden sind, und eine Lagerschwelle *c c* auf jene Unterlagen befestigt. Zu seiner Ein- und Feststellung erhält jedes Ponton zwei Schnürleinen. Wenn alle Pontons in dieser Weise ausgerüstet sind, so werden sie zunächst an einem Ufer von oben nach unten so geordnet und aufgestellt, dafs sich die mit Anker versehenen Pontons bei oder oberhalb der Ankerlinie, die übrigen Pontons unterhalb der Brückenstelle befinden. Hiernach wird das erste Ponton in die Brückenachse geführt und in der Nähe des Ufers parallel zur Stromrichtung so eingestellt, dafs die Streckbäume *e e* des ersten Brückengliedes vom Lande aus den in dem Ponton stehenden Pionieren gereicht und von diesen in die Einschnitte der zuvor erwähnten Lagerschwelle *c c* eingehakt werden können. Ist dies geschehen, so wird das Ponton soweit in den Flufs vorgeschoben, bis die hinteren Enden der Streckbäume in die Landschwelle *d d* eingehakt sind. Erst dann wird dem Ponton die richtige Stellung mittels der Ziehleinen gegeben, welche nun fest

um die in die Uferwände eingeschlagenen Pflöcke geschlungen werden. Hiernach werden die Streckbäume mit Bohlen belegt, um vom Lande aus die zum Weiterbau erforderlichen Brückenteile herbeischaffen zu können. Mufs das zweite Ponton durch einen Anker festgehalten werden, so wird der letztere in die Ankerlinie geworfen und man läfst das Ponton an dem Ankertau so lang abwärts treiben, bis es sich zugleich in der Brückenachse und in einer solchen Entfernung von dem ersten Ponton befindet, dafs die Streckbäume des zweiten Brückengliedes von dem bereits fertigen Teil der Brückenbahn aus hinüber gereicht und in seine Lagerschwelle eingehakt werden können. Dann erst schiebt man das zweite Ponton soweit vor, dafs die Streckbäume des zweiten Brückengliedes in die Lagerschwelle des ersten Pontons eingehakt und zuletzt mit den Bohlen der Brückenbahn belegt werden können.

§ 15. Ausführung der hölzernen Brücken. Die Ausführung der hölzernen Brücken zerfällt in einen technischen und in einen administrativen Teil, wovon der letztere im dritten Kapitel bereits erörtert ist. Die technische Ausführung der hölzernen Brücken erstreckt sich im allgemeinen auf die Ausführung der Zimmerarbeiten und der damit verbundenen Eisen- und Maurerarbeiten, insbesondere auf die Herstellung der Fundamente und Stützen, des Überbaues sowie der Köpfe anschliefsender Dämme.

a. Technische Ausführung im allgemeinen. Alles zu verwendende Kiefern-, Tannen- und Eichenholz mufs der in den Vertragsbedingungen näher zu bezeichnenden Qualität entsprechen, insbesondere gerad gewachsen, von fester, dichter Beschaffenheit und bei Herstellung vollkantiger Balken und Bohlen von durchweg hinreichender Stärke sein, auch von dem Übernehmer, insoweit die Stücke nicht zu Joch-, Rost- oder Leitpfählen verwendet werden, sogleich beschlagen und aufgehölzt werden. Geschnittenes Holz ist nur für Spundpfähle zulässig, krummes, verdrehtes oder angefaultes Holz von der Verwendung ganz ausgeschlossen. Das Zurichten und Abbinden sowie die Anfertigung der Kämme, Überplattungen, Versatzungen, Zapfen und übrigen Verbindungen hat gewöhnlich nach vorgelegter Detailzeichnung und mündlicher Angabe seitens der Bauverwaltung zu geschehen. Die zu den provisorischen Rüstungen, wie zu Lehr- und Versetzgerüsten nötigen Hölzer werden meist unter der Bedingung ihrer späteren Zurücknahme veranschlagt und vergeben, das Einrammen der Leitpfähle und Spundbohlen, sowie die Befestigung der Zangen bei kleineren Bauwerken oder bei schwierigerem wechselnden Untergrund, gleich dem Wasserschöpfen, mitunter in Regie ausgeführt. Mit beiden ist nicht eher zu beginnen, bis sämtliche, zur Gründung erforderlichen Materialien und Apparate auf die Baustelle geschafft und als hierzu geeignet befunden sind. Um die Rammarbeiten zu kontrolieren, werden die Pfähle in dem Pilotierungsplan mit Nummern versehen und in das Rammregister eingetragen. Das Nähere hierüber enthält Bd. I, Kap. VII dieses Werkes.

Zu sämtlichen Schmied- und Schlosserarbeiten als Ankern, Dübeln, Klammern, Zugstangen und Schraubenbolzen ist nur zähes, kalt und warm biegsames Eisen von dichtem und feinem Korn zu verwenden. Alle Schmiedarbeiten sind möglichst ohne Anwendung der Feile zu vollenden, die Köpfe und Muttern der Schrauben sowie die Gewinde der beiden letzteren scharf und gleichmäfsig zu schneiden. Alle erforderlichen Gufsstücke, wie Lagerplatten, Lagerschuhe und Laschenplatten sind mit vollen Kanten und reiner ebener Oberfläche genau nach den vorgeschriebenen Abmessungen zu liefern. Das Einlassen der Eisenteile in das Holzwerk, welches an der richtigen Stelle und sauber geschehen mufs, liegt meist dem Übernehmer der Zimmerarbeit, jedoch unter

Beihilfe des Übernehmers der Schlosserarbeit ob und ist in dem Einheitspreise der verschiedenen Zimmer- und Eisenarbeiten inbegriffen.

In den meisten Fällen, worin es sich um rasche Herstellung der hölzernen Brücken, zumal auf unzuverlässigem Baugrunde, handelt, werden deren End- und Zwischenjoche bekanntlich aus Holz hergestellt. Wo aber die Bauzeit eine weniger kurz bemessene und der Baugrund zuverlässiger ist, zieht man einen dauerhafteren Unter- und Stützenbau vor. Die alsdann erforderlichen Maurerarbeiten erstrecken sich besonders auf die Herstellung von Endpfeilern und von Sockeln für die Zwischenpfeiler, welche an die Stelle derjenigen Teile der Holzjoche und Holzpfeiler treten, die der Fäulnis am meisten ausgesetzt sind. Die meist niedrigen Endpfeiler werden — sowohl zum Schutze ihres Mauerkörpers als zum Zweck einer solideren Auflagerung der Balkenenden des Überbaues — am zweckmäfsigsten mit kräftigen Deckplatten abgedeckt, worauf alsdann die aus Eichenholz bestehenden, einfachen oder doppelten Mauerschwellen gelegt und befestigt werden. Um dem Wasser genügenden Abzug und der Luft freien Zutritt zu gestatten, werden jene Deckplatten unter allen jenen Stellen der Mauerschwellen, welche einen direkten Druck durch die Balken des Überbaues nicht erleiden, vertieft und mit Gefäll nach der Laibung hin bearbeitet. Auf der Rückseite und da, wo sie den Dammkopf oben abschliefsen, erhalten die Endpfeiler die gewöhnliche, mit Cement verwahrte Abwässerung, s. T. XXII, F. 1 u. 17. Wo — wie bei manchen, über reifsende Gewässer führenden Balken- und Sprengwerkbrücken — die Zwischenpfeiler durchgeführt werden, erfordern dieselben die im Kapitel II ausführlich erörterte Anordnung und Ausführung. Einen derartigen Zwischenpfeiler zeigen die F. 16 u. 17 der T. XXII, welche die Unterstützung sowohl der wagrechten Brückenbalken, als auch der Streben bezw. durch Deckplatten und Kämpferquader darstellen. Wo nur die Sockel aus Mauerwerk hergestellt werden, auf welchen der hölzerne Aufbau ruht, deckt man dieselben aus den angegebenen Gründen ebenfalls am besten mit Deckplatten und Deckquadern ab, mit welchen letzteren die Mauerschwellen oder gufseisernen Schuhe der hölzernen Pfeileraufsätze verbolzt werden. Wo — wie bei hohen Pfeileraufsätzen, welche vom Windstofs stark angegriffen werden — besondere Verankerungen nötig werden, sind in dem Sockelmauerwerk die geeigneten Mauerschächte und Verankerungskammern herzustellen.

b. Ausführung der Fundamente und Stützen. Vor oder mit Beginn der Ausführung der Fundamente ist — wo nicht bereits durch ähnliche, in genügender Nähe ausgeführte Bauten die Tragfähigkeit des Bodens mit hinreichender Sicherheit ermittelt ist — eine Untersuchung des Baugrundes erforderlich, welche sich je nach der Beschaffenheit desselben auf geringere oder gröfsere Tiefen zu erstrecken hat. Ausführlichere Angaben hierüber finden sich im ersten Bande dieses Werks, Kap. VII, § 7 u. 8, worin zugleich die Mittel zur Untersuchung des Baugrundes auf seine Beschaffenheit und mechanische Widerstandsfähigkeit ausführlich angegeben sind.

Werden die Fundamente und Pfeiler aus Stein aufgeführt, so erfolgt deren Herstellung nach den unter a. gemachten Angaben. Werden dieselben aus Holz hergestellt, so werden entweder Rundpfähle in hinreichender Tiefe eingerammt oder, wenn der Boden dies zuläfst, Schwellroste von der erforderlichen Ausdehnung gelegt. Die Pfähle werden mehr oder weniger tief geschlagen, je nachdem sie einem Grundjoche angehören, oder ein Pfahljoch bilden sollen. Im ersteren Falle kann die Grundschwelle der Pfähle etwa 0,6 m unter dem niedrigsten Wasserstand, im letzteren Falle soll die Kopfschwelle der Pfähle etwa 0,25 m über dem höchsten Wasserstand angebracht werden. Hierbei ist die Beschaffenheit des zu den Pfählen zu verwendenden Holzes, die Art und Weise

ihrer Verwendung und Armierung, die erforderliche Länge, Stärke und Tragfähigkeit derselben, sowie die Methode und Anwendung des Einrammens zu berücksichtigen, worüber die §§ 9 bis 13 a. a. O. die nötigen Angaben enthalten.

Bei Bestimmung der Zahl jener Pfähle ist anzunehmen, dafs die auf den Pfahlquerschnitt treffende Pressung des qcm 30 kg nicht übersteige und es ist diese Zahl je nach Umständen noch entsprechend zu vermehren.

Um die Grundschwelle zu befestigen, werden die Pfähle der Grundjoche über Wasser mit einer Säge wagrecht abgeschnitten, hierauf in der Tiefe, wo die Schwelle liegen soll, mittels einer horizontal geführten Grundsäge bis auf die Dicke der Zapfen von beiden Seiten wagrecht eingeschnitten, worauf die Zapfen ausgearbeitet, nach Einsenken der Grundschwelle von oben verkeilt und zuletzt über der Schwelle wagrecht abgeschnitten werden. Zum Anschneiden der Zapfen eignet sich am besten eine Grundsäge mit geradem Blatt, welche mittels zweier an Ringen befestigten Zugseile hin und herbewegt wird. Die Herstellung der aufgesetzten Joche, deren Aufstellung und Befestigung auf den Grundjochen bietet, ebenso wie das Aufzapfen der Kapphölzer, die Befestigung der wagrechten Zangen u. s. w. bei den durchgehenden Jochen Schwierigkeiten nicht dar und erfordert auch besondere Gerüste nicht.

c. Ausführung des Überbaues. Die Ausführung des Überbaues gestaltet sich etwas verschieden, je nachdem derselbe einer Balken-, Fachwerk- oder Sprengwerkbrücke angehört. Unter den ersteren erfordern die Brücken mit verdübelten Balken, wenn sie die nötige Tragfähigkeit entwickeln sollen, nicht nur ein sorgfältiges Beschlagen der Balken, eine exakte Bearbeitung der Futterbretter, der Einschnitte für die Dübel und dieser selbst, sondern auch eine genaue Zusammensetzung, Verschraubung und Verkeilung der Balken unter sich. In den meisten Fällen wird zur Ersparung von Gerüsten ein Überschieben oder auch ein Aufziehen der fertiggestellten Balkenträger auf die Joche vorgenommen.

Bei Herstellung der Fachwerkbrücken nach Howe'schem System sind behufs inniger Verbindung der einzelnen Teile sämtliche Hölzer sauber zu beschlagen und zu bearbeiten und dieselben so zusammenzusetzen, dafs beim Anziehen der Zugstangenmuttern die beabsichtigte Tragfähigkeit des Fachwerks erreicht wird. Insbesondere sind die Gegenstreben, da sie einem Zuge nicht widerstehen können, in den interimistisch belasteten Träger so einzusetzen, dafs sie nach dem Anziehen jener Schraubenmuttern eine künstliche Druckspannung annehmen, welche durch die eintretende gröfste Verkehrsbelastung höchstens den Wert Null erreichen darf, vergl. § 8. Übertrifft nämlich die erwähnte interimistische die gröfste thatsächliche Belastung, so erreichen in den rautenförmigen Feldern der durchgebogenen Fachwerkträger diejenigen Diagonalen, welche die Gegenstreben bilden, ihre gröfste Länge. Werden die Gegenstreben hiernach abgelängt und eingesetzt, so nehmen sie bei einer Entlastung und bei dem Anziehen der lotrechten Zuganker des Trägers, wodurch die rechteckige Form der Felder wieder hergestellt, bezw. die Länge jener Diagonalen vermindert wird, eine Druckspannung an, welche unter der thatsächlich eintretenden gröfsten Belastung nicht völlig verschwindet. Bei kleineren Spannweiten und niedrigen Jochen erscheint ein Aufziehen der ganz oder zum Teil fertiggestellten Fachwerke auf die Joche, bei gröfseren Spannweiten und niedrigen Jochen eine Zusammensetzung auf einfachen Gerüsten, bei hohen Jochen und mehreren Öffnungen ein wagrechtes Überschieben der kontinuierlich gebauten Träger zweckmäfsig.

Bei Herstellung der Sprengwerkbrücken mit steinernen Pfeilern sind die je nach dem Druck 2,5 bis 5 cm starken gufseisernen Stützplatten zur besseren Verteilung des

Drucks mit einer je 1 cm starken Cementschicht oder mit einer 0,3 cm starken Bleiplatte zu unterlegen und deren Steinbolzen mit Blei zu vergiefsen. Nach Befestigung der Stützplatten werden die auf dem Rüstboden ganz oder teilweise zusammengesetzten Tragrippen einzeln aufgewunden, genau lotrecht aufgestellt und dann durch die Querschwellen und Windkreuze verbunden. Wo die Streckbäume und Spannriegel der Tragrippen verdübelt werden, ist das für Balkenbrücken geeignetste System der Verdübelung anzuwenden und mit derselben Genauigkeit auszuführen, vergl. S. 389.

d. Herstellung der Brückenbahn. Bei Ausführung der Bahn von Eisenbahnbrücken, die in den meisten Fällen nur aus Quer- und Langschwellen, welche die Fahrschienen aufnehmen, sowie aus Bohlenbelag besteht, ist das Befestigen der Querschwellen auf den einfachen oder verdübelten Balken von Balken- und Sprengwerkbrücken sowie auf den Ober- oder Untergurten von Fachwerkbrücken wahrzunehmen. Wo Langschwellen angewandt werden, sind dieselben in die Querschwellen einzulassen und mit denselben durch Schrauben zu verbinden, deren Köpfe unter dem Fufse der Fahrschienen in die Langschwellen versenkt werden. Sollen die Querschwellen auf den Untergurten und in nicht zu grofsen Entfernungen von einander liegen, so werden die Längsbohlen oben abgekantet und mit offenen, etwa je 1 cm weiten Fugen auf die Querschwellen genagelt. Bei oben liegender Fahrbahn hat dies meist nur zwischen den Langschwellen zu geschehen, dagegen werden die Bankette mit vorspringenden Querbohlen abgedeckt, die man auf je zwei schwache Langschwellen nagelt und hierbei des Wasserablaufs wegen mit einer geringen Neigung nach aufsen versieht. Von letzteren wird die innere meist mit den Langschwellen der Fahrschiene, die äufsere mit den an die Querschwellen geschraubten Geländerpfosten verbolzt. Diese Pfosten hat man durch Zapfen mit den Holmen und durch Überblattung mit einfachen Brustriegeln zu verbinden. Zur Vermeidung von Feuersgefahr wird meist nur der zwischen den Fahrschienen befindliche Teil der Brückenbahn mit Kies bedeckt, während man die übrigen Fahrbahnteile möglichst der Luft und dem Licht aussetzt, um deren Besichtigung zu erleichtern und die Reparaturen thunlichst zu beschränken.

Wenn die Ableitung des Wassers in Verbindung mit einer Trockenhaltung der Träger durch einen einfachen oder doppelten Belag aus konvex nach oben gekrümmten und beiderseits weit ausladenden Bohlen erreicht werden soll, s. T. XXII, F. 31, so sind zuerst geeignete Unterlagklötzchen zu befestigen, auf welche sodann die Quer- und Langschwellen genagelt werden. Die Fahrschienen sind auf diesen Bohlenbelag anzubringen, die Geländerpfosten, welche den Belag durchsetzen, mit den Querschwellen zu verzapfen.

Die Ausführung der Bahn von Strafsenbrücken gestaltet sich sehr einfach, wenn nur ein einfacher oder doppelter Belag von Bohlen angewandt wird, welchen man normal zu denselben auf die Längsbalken nagelt, diese letzteren aber mit den Querbalken verkämmt und verbolzt. Die Bohlen sind hierbei möglichst dicht und, der Wasserableitung wegen, mit einer durch entsprechende Unterlagsklötzchen normierten konvexen Krümmung zu verlegen. Bei Anwendung von Beschotterung, welche eine sehr starke Unterlage erfordert, kann man die letztere mit den Strafsenträgern verschrauben. Die zum Abschlufs der Beschotterung auf beiden Seiten nötigen Saumschwellen sind durch vertikale und horizontale Schrauben bezw. mit den Stirnbalken und Geländerpfosten zu verbinden, s. T. XXII, F. 5 u. 6, und die letzteren mittels einer zweiten, durch den Stirnbalken gezogenen Schraube gegen Drehung zu schützen. Die Brüstung hat man,

wie bei den Eisenbahnbrücken, nur etwas kräftiger zu halten und eines vollkommeneren seitlichen Abschlusses wegen zwischen die Pfosten mindestens zwei Brustriegel einzuziehen.

Damit die durch den Schotter dringende Feuchtigkeit eine Fäulnis des Bohlenbelags wenigstens nicht allzu rasch herbeiführt, so schützt man denselben wohl durch eine aus Kies, Sand, Steinkohlenpech und Teer bestehende Lage von Teerkonkret, welche man der besseren Dichtung wegen überdies mit einer Lage von zähem Asphalt überzieht.[81]) Der Kies oder Steinkleinschlag wird hierbei mit dem Sande vermengt, in geeigneten Pfannen erwärmt und mit der in einem anderen Gefäfse geschmolzenen Mischung von Pech und Teer wie Beton vermischt und durchgearbeitet. Dieses Gemisch wird bei trockenem Wetter auf den mit etwa 1,5 cm weiten Fugen verlegten Bohlenbelag in einer Schichte so hoch aufgetragen, dafs sie nach dem Abstampfen fest auf dem Belage haftet und die volle Höhe der Konkretmasse von mindestens 12 bis 15 cm erreicht. Bei Brückenbahnen, welche mit Trottoirs zu versehen sind, hat man die Stärke der Konkretdecke der Höhe der Kantensteine anzupassen, kann sie aber unter der Trottoirfläche bei Anwendung einer Zwischenlage von trockenem Bauschutt entsprechend ermäfsigen. Das den äufseren Abschlufs der Trottoirs bildende Holzgesims ist mit Zink zu bekleiden und mit dem Stirnbalken am einfachsten mittels eines durchgehenden, unten mit Gewinde versehenen eisernen Geländerstabes zu verschrauben. Sowohl die zwischen den Kantensteinen befindliche Fahrbahn, als auch die zwischen jenen Gesimsen und den Kantensteinen befindlichen Fufsbahnen werden schliefslich mit einer 3 bis 4 cm starken Asphaltdecke überzogen, welche man zu beiden Seiten der Fahrbahn in die zu diesem Zweck mit Nuten versehenen Kantensteine etwas eingreifen läfst. Wo Trottoirs fehlen, also die Fahrbahn von den Gesimsen als Saumschwellen begrenzt wird, läfst man den Asphaltüberzug über die zu diesem Zweck mit Falz versehene Zinkbekleidung etwas übergreifen.

Sind die Balkenenden da, wo sie an die Strafsenbahn anschliefsen, mit Bohlen zu bekleiden, so hat man dieselben entweder direkt an die Hirnenden oder besser an je zwei seitlich befestigte Laschen so anzunageln, dafs sowohl neben als unter den Balkenenden noch ein 5 bis 6 cm weiter, der Luft zugänglicher Zwischenraum verbleibt. Der auf diese Weise zum Schutze der Balkenenden gegen Fäulnis hergestellte Luftkasten wird durchweg mit Schotter oder besser mit Teerkonkret umgeben, in welch letzteren man noch einen die Asphaltdecke rechtwinklig zur Strafsenachse abschliefsenden Kantenstein einlassen kann, an welchen sich die Pflasterung oder Chaussierung der angrenzenden Strafsenstrecken unmittelbar anschliefsen mufs.

e. Anschlufs der Dammköpfe. Die Herstellung der an hölzerne Brücken anschliefsenden Dammköpfe erfordert sowohl wegen des notwendigen Schutzes der in den feuchten Dammkörper hineinreichenden Balken und Bohlen, als wegen des ungleichen Setzens der Brückenstützen und des frisch angeschütteten Auftrags besondere Vorsicht.

Was den Schutz der Balkenenden und Bohlen vor Fäulnis betrifft, so erfolgt derselbe bei Anwendung von gemauerten, nach den unter a. gemachten Angaben angeordneten Endpfeilern durch feste eichene Mauerbalken, mit welchen die Balkenenden so verkämmt werden, dafs sie möglichst frei liegen und zur Beförderung des Luftzutritts sowohl von den Unterlagplatten als von der Hintermauerung mindestens 5 bis 6 cm abstehen. Wo die Balkenenden auf dem Mauerwerke ruhen und in den Dammkörper hineinreichen, sind sie der möglichst raschen Entwässerung halber mindestens mit einer

[81]) Röbbelen. Über Anwendung von Teerkonkret zur Abdeckung von Brücken mit hölzernem Überbau. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1856, S. 152, vergl. auch Vortrag von Bokelberg. Daselbst 1867.



starken Steinpackung zu umgeben, oder, um sie trocken zu erhalten, in der unter d. angegebenen Weise mit Bohlen zu bekleiden, welche unten und hinten einen Zwischenraum enthalten, worin die Luft cirkulieren kann.

Bei Anwendung hölzerner Endjoche werden die Balkenenden mit den Holmen derselben verkämmt und in derselben Weise mit Bohlen bekleidet, jene Joche aber wie Bohlwerke behandelt, deren Futterbohlen aus festem Eichenholz hergestellt und auf der Rückseite mit Fugenleisten versehen werden, um ein Durchdringen des Bodens zu verhindern und die Bohlenfugen möglichst trocken zu erhalten.

Da die Pfeiler oder Joche, welche die Trägerenden unterstützen, eine gar nicht oder nur wenig veränderliche Höhenlage behalten, während die meist neu anzuschüttenden Dämme sich mehr oder minder setzen, so ist, insbesondere bei Eisenbahnbrücken, deren Auftrag möglichst sorgfältig zu stampfen und bei großem Vorrat an Steinmaterial oder Geschiebe mindestens der Fuß des Dammes aus Steinen herzustellen. Die Anschüttung ist, um die Auflagerschwellen und Kapphölzer der Joche der Luft und dem Licht auszusetzen, nur soweit fortzuführen, daß die Böschungsfläche des Dammkörpers mindestens 0,5 m unter der letzten Auflagerschwelle des Endjochs die Pfähle trifft, während der mindestens 2 m in die Dammkrone hineingreifende, der Fäulnis vorzugsweise ausgesetzte Teil der Fahrbahn nicht nur stärker zu halten, sondern auch von allen Seiten mit recht wasserdurchlässigem Schottermateriale zu umgeben ist. Bei hohen Dämmen und wenn Steine fehlen erscheint es vorteilhaft, zuerst den Damm durch Stampfen und Befahren in solider Weise bis zur Höhe des Jochaufsatzes herzustellen und nachträglich ein Pfahlwerk auszuführen. Die nach Vollendung der Brücke in höherem oder geringerem Grade eintretenden Bodensenkungen erfordern eine sofortige Ausgleichung entweder durch Unterstopfen des Oberbaues der Eisenbahnbrücke oder durch Erhöhung der Fahrbahn bei Straßenbrücken solange, bis der Dammkopf sich genügend gesetzt hat.

f. Die Vollendungsarbeiten. Zur Ausführung der hölzernen Brücken gehören noch diejenigen Arbeiten, welche teils zum Schutze, teils zur Verschönerung der Hauptkonstruktionsteile, insbesondere der Stützen und Träger dienen. Da eine Auswechselung der Pfähle lästig und kostspielig ist, so erscheint es, um der Zerstörung ihrer äußeren Teile durch Fäulnis Rechnung zu tragen, zweckmäßig, dieselben in größerer Menge und Stärke anzuwenden oder dieselben durch äußere Verkohlung ihrer unteren Enden bis über Erde oder durch das Verkohlen ihres ganzen Umfanges gegen Fäulnis zu schützen. Wo für die Stabilität der Pfähle gefährliche Auskolkungen des Baugrundes durch Hochwasser zu gewärtigen sind, muß der letztere durch Faschinenlagen oder Steinwürfe hinreichend befestigt und, wo ein An- oder Abscheren der Pfähle durch abgehende Eismassen zu befürchten steht, müssen diese durch starke, in Zwischenräumen von der Hälfte ihrer Breite angenagelte Streichruten oder durch besondere Eisbrecher geschützt werden. Um den Kopf der Joche der Luft und dem Licht zugänglich zu erhalten und dadurch dauernd vor Fäulnis zu schützen, muß derselbe immer vom Auftragmaterial befreit erhalten bleiben und um die entsprechend verstärkten Enden der Träger möglichst lange zu erhalten, ist das dieselben umgebende Schottermaterial, bevor es verschlämmt ist, durch frisches, wasserdurchlässiges zu ersetzen. Zum Schutze der dem Regen mehr oder minder ausgesetzten Brückenträger können dieselben nach gehörigem Austrocknen des Holzes mit einem gut zu unterhaltenden Ölfarben- oder Teeranstrich versehen werden, welcher bei nicht ganz trocknem Holze des Luftzutritts wegen wenigstens die untere Fläche frei lassen muß. Um die einzelnen Teile der Brücken vor Fäulnis zu schützen und denselben zugleich ein gefälliges Aussehen zu geben, sind die-

selben mit geeigneten Profilierungen, Abschrägungen und Wassernasen und, wo dies nicht hinreicht, mit Schutzbrettern oder durch Verdachungen aus Bohlen zu bekleiden, welche mit geeigneten Abrundungen und Ausschnitten zu versehen sind, vergl. auch F. 25, T. XXIII.

§ 16. Prüfung und Beobachtung der hölzernen Brücken.[32]) Für den Bestand der hölzernen Brücken und die Sicherheit des Betriebes ist nicht allein eine einmalige Untersuchung ihrer Tragfähigkeit, sondern auch eine fortgesetzte Beobachtung ihres Verhaltens unerläfslich.

Bevor eine Brücke dem Verkehr übergeben wird, ist eine Prüfung derselben sowohl durch ruhende, als auch, wo beim Betriebe z. B. mit Eisenbahnzügen starke Erschütterungen veranlafst werden, durch bewegte Probebelastungen erforderlich, um teils etwaige Fehler der Ausführung entdecken und verbessern, teils die Tragfähigkeit und vollkommene Elasticität des hölzernen Überbaues feststellen zu können.

Diese Belastungen, welche entweder für jeden besonderen Fall oder allgemein vorgeschrieben werden, müssen zur Prüfung der Balken- und Sprengwerkträger totale, zur Prüfung der Gurten und Stabsysteme der Fachwerkträger teils totale, teils unsymmetrische sein. Bei den hierbei zu beobachtenden Einsenkungen sind die bei eingetretener Entlastung wieder verschwundenen elastischen von den hiernach zurückgebliebenen dauernden zu unterscheiden. Zu deren gleichzeitiger Aufnahme empfehlen sich spitze, auf festen, von der Bewegung der Brücke unabhängigen Gestellen angebrachte Metallstifte, welche während der Belastungsversuche durch Federn gegen polierte, an dem Brückenträger befestigte Metallplatten drücken, worauf die in die letzteren eingeritzten Linien sämtliche, durch Belastungen und Erschütterungen eingetretenen Bewegungen der Brücke in natürlicher Gröfse graphisch darstellen. Um jene festen Gestelle zu umgehen und gleichwohl eine direkte Messung der Durchbiegung von Brückenträgern vornehmen zu können, kann man sich des von Fränkel konstruierten, dem Mechaniker Oscar Leuner in Dresden patentierten Durchbiegungszeichners, eines an die zu untersuchende Stelle des Brückenträgers zu schraubenden Apparates bedienen, bei welchem ein gufseisernes, etwa 5 kg schweres Gewicht durch einen in konstanter Spannung erhaltenen Draht mit einem Stahlbändchen in Verbindung steht, welches sich bei einer Hebung oder Senkung des Brückenträgers um eine Scheibe wickelt und dadurch einen Schreibschlitten in Bewegung setzt, dessen Schreibstift auf einem Papierstreifen ein Durchbiegungsdiagramm mit der Übersetzung von 1:2 beschreibt.

Bei Brücken, welche von unten her leicht zugänglich sind, läfst sich deren Durchbiegung übrigens schon durch zwei Mafsstäbe bestimmen, welche dicht nebeneinander gehalten werden und wovon der eine auf einem festen Punkte des Bodens, z. B. einem Stein- oder Erdpflock steht, während der andere die Unterkante des Trägers berührt. Auch eine Schiebelatte, wie diejenige einer Nivellierlatte läfst sich zur Messung der Durchbiegung von Brückenträgern benutzen. Wo wegen Unzugänglichkeit der Brückensohle sämtliche angeführten Mittel zu dieser Messung nicht anwendbar sind, läfst sich die Durchbiegung der Brückenträger mittels eines an dem Ufer aufgestellten Nivellierinstrumentes und einer in Millimeter geteilten Nivellierlatte, welche auf die Brückenbahn oder auf die Brückenträger gestellt wird, ermitteln.

---

[32]) Man vergleiche: Tellkampf. Über Durchbiegungsproben bei hölzernen und eisernen Brücken der schleswig-holstein'schen Bahnen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1871, S. 427. Ferner über Fränkel's Dehnungszeichner. Civ.-Ing. Bd. XXX, Heft 7, über sonstige Vorrichtungen zur Messung von Durchbiegungen das Kapitel dieses Werks, welches die Ausführung der eisernen Brücken behandelt.



Die unter einem schnell fahrenden Zuge beobachteten Durchbiegungen der Brückenträger sind wegen der hinzutretenden bedeutenderen Erschütterungen stets gröfser als unter einer ruhenden Belastung, worauf die mehr oder minder elastische Bauart und gute Unterhaltung der Transportmittel von einem fast noch gröfseren Einflufs zu sein scheint, als deren Gewicht. Da indes derjenige Zuwachs der Durchbiegungen, welcher von den Erschütterungen herrührt, nur von geringer Dauer ist und da die Durchbiegung bei der Messung eher zu grofs als zu klein ausfällt, so genügt es, wenn die unter schnell fahrenden schweren Lokomotiven gemessenen Durchbiegungen noch unter demjenigen Mafs verbleiben, welches innerhalb der Elasticitätsgrenze des Materials zulässig ist.

Bezeichnet bei der Bestimmung dieses Mafses l die Stützweite eines an beiden Enden frei aufliegenden Trägers, $e + v$ die gröfste Gesamtbelastung seiner Längeneinheit, t das auf die neutrale Achse des Trägers bezogene Trägheitsmoment seines Querschnitts und E den Elasticitätsmodul des angewandten Materials, so ist nach der Theorie des elastischen Balkens bekanntlich die gröfste Durchbiegung des Trägers in seiner Mitte

$$y = \frac{5}{384} \cdot \frac{e+v}{E} \cdot \frac{l^4}{t} \quad \ldots \quad 180.$$

Nennt man k die zulässige Anspruchnahme des Materials innerhalb der Elasticitätsgrenzen und h die Höhe des Trägers, so ist wegen $\frac{(e+v)\,l^2}{8} = 2k\,\frac{t}{h}$ das Trägheitsmoment $t = \frac{h\,(e+v)\,l^2}{16\,k}$ und, wenn dieser Wert in Gleichung 180 eingeführt wird, nach gehöriger Vereinfachung die gröfste zulässige Durchbiegung

$$y = \frac{5}{24} \cdot \frac{k}{E} \cdot \frac{l^2}{h} \quad \ldots \quad 181.$$

Nimmt man die innerhalb der Elasticitätsgrenze verbleibende, zulässige Ausdehnung $\frac{k}{E}$ der Längeneinheit des Holzes zu $\frac{1}{600}$ an, so erhält man

$$y = \frac{1}{2880} \cdot \frac{l^2}{h} \quad \ldots \quad 182.$$

Setzt man hierin noch $h = \frac{l}{10}$, so ergiebt sich das zulässige Pfeilverhältnis der Durchbiegung

$$\frac{y}{l} = \frac{1}{288} \quad \ldots \quad 183.$$

Unter den vorausgeschickten Voraussetzungen darf man also in der Praxis eine definitive hölzerne Brücke als hinreichend tragfähig betrachten, wenn sie bei der anfänglichen und bei jeder periodischen Prüfung eine totale Durchbiegung von rund $\frac{1}{300}$ ihrer Stützweite nicht überschreitet, wovon etwa $\frac{1}{1500}$ der Stützweite auf eine bleibende Durchbiegung, also $\frac{1}{375}$ derselben auf die elastische Durchbiegung der Träger zu rechnen sind.

Während bei hölzernen Balkenbrücken mit nicht zu grofsen Spannweiten die Messung ihrer Durchbiegung in der Mitte genügt, ist es bei solchen mit gröfseren Spannweiten erforderlich, die Messung der Durchbiegung auch in dem ersten und dritten Viertel der Stützweite hinzuzufügen, um ein annäherndes Bild von dem Verlaufe der Durchbiegungskurve zu erhalten, wobei übrigens die Methode der Messung dieselbe bleibt.

Bei der Prüfung von Sprengwerkbrücken, deren Konstruktionsteile nach dem Früheren bei der gröfsten einseitigen Belastung mehr als bei der gröfsten totalen Belastung beansprucht werden, wobei zugleich die in Fig. 61, S. 431, z. B. für den doppelten Sprengwerkträger angedeutete Formänderung eintritt, erscheint es notwendig, jene gröfste einseitige Belastung der Brücke auszuführen und hierbei sowohl die hierdurch veranlafste Einsenkung als auch die hiermit verbundene Hebung der einzelnen Träger-

teile zu beobachten. Diese zweifache Beobachtung läfst sich nach dem Aufbringen einer ruhenden, längere Zeit auf der Brücke belassenen Probelast mit Hilfe von Nivellierinstrumenten leicht ausführen, während bei dem Auffahren einer rasch bewegten Probelast die gleichzeitige Hebung und Senkung der Brückenbahn mit anderen Apparaten zu beobachten ist.

§ 17. Die Unterhaltung der hölzernen Brücken. Die möglichst lange Erhaltung betriebsfähiger hölzerner Brücken erfordert nicht nur die in § 16 angedeutete periodische Untersuchung, sondern auch eine dauernde sorgfältige Bewachung und sofortige Reparatur schadhafter Teile, ihrer Träger- und Fahrbahnteile.

a. Periodische Prüfung. Die zeitweise Prüfung hölzerner Brücken findet am besten innerhalb gewisser, vorher festgesetzter Zeitabschnitte statt und ist es zu empfehlen, diese letzteren bei älteren Brücken kürzer, als bei neueren zu bemessen. Als geringste Prüfungsfrist dürfte im ersteren Falle ein halbes, im letzteren Falle ein ganzes Jahr zu empfehlen sein.

Die Prüfung selbst hat sich nicht nur auf die in § 16 besprochenen Durchbiegungs- und Aufbiegungs-Versuche, sondern auch auf die Beschaffenheit des Holzes zu erstrecken, insbesondere sind angefaulte und stockige Brückenteile durch Anschlagen, in zweifelhaften Fällen selbst durch Anschneiden und Anbohren zu ermitteln. Gesundes Holz erkennt man beim Anschlagen mit einem Holzhammer an einem helleren Klang, krankes Holz an einem dumpfen Geräusch.

b. Ständige Bewachung. Die Feuersgefahr, welcher besonders die Eisenbahnbrücken durch die Funken des Aschenkastens der Lokomotiven ausgesetzt sind, machen eine ununterbrochene Bewachung dieser Brücken, besonders eine genaue Besichtigung derselben nach jeder Befahrung derselben durch einen Zug oder durch eine einzelne Maschine nötig. Der Unterlassung dieser Vorsicht sind unter anderen die bezw. im Jahre 1869, 1874 u. 1875 durch Brand zerstörten Brücken über den Msta in der Petersburg-Moskauer-Bahn, über den Saco bei Biddeford im Staate Maine und über den Geneseeflufs bei Portage in der Buffalo-New-York-City-Bahn zum Opfer gefallen.[33])

Um die Entstehung und Fortpflanzung des Brandes einer hölzernen Brücke zu verhindern oder wenigstens möglichst einzuschränken, sind Feuerspritzen von hinreichender Tragweite und die zugehörigen Wasservorräte in Bereitschaft zu halten. Um möglichst rasch und leicht an der Stelle der Gefahr sein zu können, empfehlen sich besondere, zum leichten Transport der Spritzen auf den Fahrschienen geeigneten Untergestelle. Wo die Brücken in nicht zu grofser Höhe über Wasserläufe von mäfsiger Breite führen, empfiehlt sich die Aufbewahrung der Feuerspritzen an deren Ufern in der Nähe der Bahn- oder Brückenwärterhäuser und deren Bedienung durch die zunächst wohnenden Bahn- und Brückenwärter.

c. Unterhaltungs- und Reparaturarbeiten. Die notwendigen Unterhaltungsarbeiten von hölzernen Brücken erstrecken sich sowohl auf die Anwendung von Schutz-

---

[33]) Über Zerstörung hölzerner Brücken durch Brand und durch andere Ursachen vergl. u. a. das Notizblatt des Arch.- u. Ing.-Ver. f. Niederrhein und Westfalen. 1875, S. 67 ff. Ferner: Brand der Marketstreet-Brücke über den Schuylkill in Philadelphia. Journ. of the Franklin-Institute. 1875, S. 375. — Brand der Reichenauer Brücke in der Schweiz. Eisenbahn. 1880. Bd. 13. S. 45. — Einsturz eines Steges über den Avon bei Bath (Hängwerk, einseitig belastet). Builder 1877. Juni, S. 594; Engng News 1877. Juni, S. 161. — Einsturz der Brücke über die Drau bei Essegg (Unterspülung). Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1882, S. 255; Centralbl. der Bauverw. 1882, S. 357 u. 383.



mitteln gegen den Einfluſs der Atmosphärilien, als auch auf die Instandhaltung der Konstruktion sowie auf die Beseitigung und den Ersatz durch Fäulnis schadhaft gewordener Teile. Zu den ersteren gehört vor allem die rechtzeitige Erneuerung der Anstriche durch Ölfarbe, Teer u. dergl. besonders an allen der Feuchtigkeit ausgesetzten Teilen. Risse, wie sie besonders an den dem Winde und dem Sonnenbrande ausgesetzten Stellen allmählich entstehen, sind vorher auszukitten oder besser auszukalfatern. Die durch die Verkehrserschütterungen allmählich lose gewordenen Schrauben sind, um sowohl die Form und den Zusammenhang der Konstruktion zu erhalten, als auch das Eindringen des Regens in die Bolzenlöcher zu vermeiden, sofort wieder scharf anzuziehen, auch sind, um dies stets möglich zu machen, die Bolzen selbst durch regelmäſsigen Anstrich möglichst vor dem Rosten, besonders der Muttern, Spindeln und Unterlagscheiben zu schützen. Wo Rost sich bereits gebildet hat und ein Anziehen der Schrauben verhindert, ist der letztere entweder durch Öl zu erweichen, oder eventuell der Bolzen durch einen neuen zu ersetzen. Unter die hauptsächlich in der Auswechselung fauler oder angefaulter Konstruktionsteile gegen solche aus gesundem Holze bestehenden Reparaturarbeiten gehören vorzugsweise diejenigen, welche an den Fahrbahnteilen der Straſsenbrücken, an den Auflagern der Träger und den Stützpunkten der Streben, sowie an den End- und Zwischenjochen vorzunehmen und je nach dem Orte und Grade der Fäulnis mehr oder minder schwierig und umfangreich sind.

§ 18. Kosten der hölzernen Brücken. 1. Generelle Kostenberechnung. Zu annähernden Kostenberechnungen, wie sie für Generalkostenanschläge ausreichen, lassen sich ähnliche Formeln benutzen, wie diejenigen, welche zur annähernden Berechnung ihrer Gewichte aufgestellt worden sind. Bezeichnet a den Preis eines cbm Holz mit Bearbeiten und Aufstellen und i den Kubikinhalt einer hölzernen Brücke von der Spannweite l, so betragen die Kosten

$$k = a i = a (c' l + b')$$

für den m Brücke, worin $c' l$ und b' den Kubikinhalt bezw. der Träger und der Brückenbahn für den Längenmeter bezeichnet, mithin für die Überbrückung einer Öffnung die Gesamtkosten $K = k l = a i l = a (c' l^2 + b' l)$,

wozu noch der untergeordnete Kostenbetrag für die eisernen Befestigungsmittel, als Schrauben, Klammern, Nägel u. s. w. zu rechnen ist. Hierin kann a, je nach der Örtlichkeit, Art der Bearbeitung und Schwierigkeit der Aufstellung zu 50 bis 80 M. angenommen werden, während die Werte $i = c' l + b'$ für die einzelnen Gattungen der Eisenbahn- und Straſsenbrücken verschieden sind. Nimmt man an, daſs der cbm Holz 800 kg wiegt, so läſst sich der Kubikinhalt i annähernd aus dem Eigengewicht e der hölzernen Brücken, welches in § 2 ermittelt wurde, ableiten, indem man durchweg $i = \frac{e}{800} = 0{,}00125 . e$, also $i = c' l + b' = 0{,}00125 \, (c l + b)$

setzt. Die Werte $c' = 0{,}00125 . c$ und $b' = 0{,}00125 . b$ lassen sich sodann mit Bezug auf die früheren Angaben gesondert ermitteln und in obige Gleichung einführen.

Für die unter 2. speciell berechnete Straſsen-Sprengwerkbrücke erhält man z. B. aus $\frac{53{,}625}{17{,}5} = c' . 17{,}5 + \frac{38{,}37}{17{,}5}$ den Koeffizient $c' = 0{,}049$, für eine ähnlich konstruierte Straſsen-Sprengwerkbrücke von 25,12 m Spannweite ergiebt sich analog aus $\frac{110{,}269}{25{,}12} = c' . 25{,}12 + \frac{63{,}20}{25{,}12}$, $c_1 = 0{,}074$. Hieraus folgt der Mittelwert $c' = 0{,}0615$ und $b' = 2{,}35$, also annähernd der Kubikinhalt des Meter einer solchen Brücke

$$i = 0{,}0615 . l + 2{,}35$$

und, da obige Brücken die Breite von 7,5 m besitzen, der Kubikinhalt des qm derselben Brücke $i' = 0{,}0082 \,.\, l + 0{,}313$,
Werte, welche noch mit a zu multiplizieren sind, um die Kosten des hölzernen Überbaues zu erhalten.

2. Specielle Kostenberechnung. Specielle Kostenberechnungen, wie sie der Vergebung und Ausführung einer Brücke vorangehen müssen, erfordern detaillierte Inhaltsberechnungen sämtlicher Holzteile und Mauerkörper, sowie die Gewichtsberechnungen aller zu deren Verbindung verwendeten Schmied- und Gufseisenteile. Die hieraus erhaltenen Vordersätze, mit den zur Zeit giltigen Preiseinheiten multipliziert, ergeben die Gesamtkosten der Brücke. Meist werden auf Grund jener kubischen Inhalte und Gewichte diese Preiseinheiten im Wege der Submission ermittelt und hieraus die zu zahlenden Gesamtkosten bestimmt.

Zum Beispiel einer speciellen Inhaltsberechnung möge der hölzerne Überbau über eine Öffnung der auf T. XXII, F. 16 bis 29, dargestellten Strafsenbrücke mit doppeltem Sprengwerk von 17,5 m Spannweite dienen.

	lang m	breit m	stark m		cbm
I. Brückenbahn.					
1. Oberer Bohlenbelag	17,5	5,0	0,04	=	3,50
2. Unterer Bohlenbelag	17,5	7,5	0,06	=	7,87
3. 14 Geländerpfosten	1,75	0,15	0,20	=	0,74
4. 2 Geländerholme	17,5	0,13	0,20	=	0,91
5. 4 Geländerriegel	17,5	0,10	0,10	=	0,70
6. 6 Windkreuze	10	0,15	0,25	=	2,25
7. 9 Streckbäume	17,5	0,25	0,25	=	9,85
8. 7 Querschwellen	8,0	0,20	0,25	=	2,80
9. 5 Streckbäume	17,5	0,25	0,30	=	6,56
10. 10 Sattelhölzer	4,25	0,25	0,30	=	3,19
			Zusammen		38,37
II. Brückenträger.					
11. 10 Streben	5,25	0,28	0,38	=	5,586
12. 10 Streben	3,60	0,25	0,35	=	3,150
13. 20 Zangen	2,25	0,18	0,25	=	2,025
14. 20 Zangen	0,75	0,18	0,25	=	0,675
15. 10 Strebenschuhe	0,95	0,30	0,38	=	1,083
16. 5 Spannriegel	4,85	0,25	0,30	=	1,455
17. 4 Querhölzer	8,00	0,20	0,20	=	1,280
			Zusammen		15,254
			Summa		53,624

In den Kostenanschlag für diesen Überbau sind alsdann noch die Gewichte der schmiedeisernen Befestigungsteile und gufseisernen Unterlagplatten aufzunehmen und dann sämtliche Vordersätze mit den zur Zeit üblichen Preiseinheiten zu multiplizieren.

3. Vergleichende Kostenberechnungen. Um den augenblicklichen finanziellen Vorteil beurteilen zu können, welchen die Anwendung hölzerner Eisenbahnbrücken mit hölzernen Jochen gegenüber eisernen Eisenbahnbrücken mit gemauerten Pfeilern von gleicher Spannweite gewährt, ist es vorteilhaft, für zunehmende Spannweiten und verschiedene konstruktive Anordnungen die Kostenüberschläge dieser beiden Brückengattungen aufzustellen und hieraus deren Kostenunterschiede zu berechnen. Legt man Spannweiten von 25 bis 60 m und deutsche Reichswährung zu Grunde, so ergiebt sich nach Pressel für Fachwerkträger und verdübelte Balkenträger und zwar für unten und oben liegende Brückenbahn nachstehende Vergleichung der Kosten hölzerner und eiserner Eisenbahnbrücken.

Vergleichung der Kosten hölzerner und eiserner Eisenbahnbrücken.[34])

Spannweite	Eiserne Brücken.			Hölzerne Brücken.			Kostenunterschied	Anordnung der Konstruktion.
	Eisenwerk	Mauerwerk	Zusammen	Träger	Joche	Zusammen		
m	M.	M.	M.	M.	M.	M.	M.	
25	23 000	19 600	42 600	—	—	—	—	Bahn unten.
				16 800	3 209	20 000	22 600	3,48 m hohe Fachwerkträger.
				14 400	4 000	18 400	24 200	2,34 m " "
				6 400	2 600	9 000	33 600	Verdübelte Balkenträger.
25, 30, 25	65 600	59 600	125 200	—	—	—	—	Bahn oben.
				44 000	10 000	54 000	71 200	3,48 m hohe Fachwerkträger.
				41 000	11 000	52 000	73 200	2,34 m " "
				26 000	10 000	36 000	89 200	Verdübelte Balkenträger.
30, 30	60 800	39 400	100 200	—	—	—	—	Bahn unten.
				39 000	11 000	50 000	50 200	3,48 m hohe Fachwerkträger.
				20 000	8 000	28 000	72 200	Verdübelte Balkenträger.
30	27 600	34 000	61 600	—	—	—	—	Bahn oben.
				36 400	7 000	43 400	18 200	6,04 m hohe Fachwerkträger.
				15 000	5 000	20 000	41 600	Verdübelte Balkenträger.
40, 48, 40	141 800	94 800	236 600	—	—	—	—	Bahn oben.
				62 800	25 200	88 000	148 600	3,48 m hohe Fachwerkträger.
				38 000	32 000	70 000	166 600	Verdübelte Balkenträger.
50	77 200	62 200	139 400	—	—	—	—	Bahn unten.
				28 800	16 000	64 800	74 600	6,04 m hohe Fachwerkträger.
50	68 000	91 000	159 000	—	—	—	—	Bahn oben.
				46 800	17 000	63 800	95 200	6,04 m hohe Fachwerkträger.
50, 60, 50	231 600	157 400	389 000	—	—	—	—	Bahn unten.
				116 000	34 000	150 000	239 000	6,04 m hohe Fachwerkträger.
				70 000	26 000	106 000	283 000	3,48 m " "

Allgemeiner läfst sich die Frage, ob hölzerne Brücken in finanzieller Beziehung solchen aus Stein oder Eisen vorzuziehen seien, durch vergleichende Kostenberechnungen beantworten, bei welchen die verschiedenen Unterhaltungskosten und die Kosten der zeitweisen Wiederherstellung der hölzernen Brücken berücksichtigt werden, vergl. S. 89. Bezeichnen A das Anlagekapital, U die jährlichen Unterhaltungs- und Reparaturkosten, welche bei einem Zinsfufs von $a\,^0/_0$ einem Kapital von $\frac{100}{a}\,U$ entsprechen, W die Kosten eines nach n Jahren vorzunehmenden Neubaus, K das auf Zinseszins anzulegende Kapital, welches sich nach n Jahren zu $K+W$ vermehrt, so ist nach n Jahren

$$K + W = K\left(1 + \frac{a}{100}\right)^n \quad \text{oder} \quad K = \frac{W}{\left(1 + \frac{a}{100}\right)^n - 1}.$$

Das gesamte Kapital beträgt daher

$$G = A + \frac{100}{a} \cdot U + \frac{W}{\left(1 + \frac{a}{100}\right)^n - 1},$$

welches mit dem ähnlich ermittelten Gesamtkapital der aus anderem Material hergestellten Brücke zu vergleichen ist.

Beispiel. Der Bau einer Strafsenbrücke ist zu 180 000 M. veranschlagt, wenn sie gewölbt und zu 108 000 M., wenn sie mit hölzernen Trägern und hölzernen, auf Pfahlrost stehenden Jochen hergestellt wird. Es ist zu untersuchen, welche dieser Brücken

[34]) Die Kosten für 100 kg Eisenwerk sind zu 62 M. und für das Mauerwerk leicht zu bearbeitende, auf eine mittlere Entfernung von 15 km zu beziehende Sandsteine angenommen. Der Berechnung der Holzkonstruktionen ist der beim Bau der österreichischen Bahnen erzielte mittlere Preis des Holzes zu Grunde gelegt.

das geringere Gesamtkapital erfordert, wenn bei einem Zinsfuſse von 5 % die jährlichen Unterhaltungskosten der steinernen und der hölzernen Brücke durchschnittlich bezw. 0,5 und 2,5 % der Bausumme betragen und die in durchschnittlich 25 Jahren notwendige Erneuerung der hölzernen Träger und Joche mit einer Summe von 72 000 M. bewerkstelligt werden kann. Für die steinerne Brücke, welche von unbegrenzter Dauer angenommen werden soll, beträgt das gesamte Kapital

$$G_s = 180000 + \frac{0,5}{5} . 180000 = 198000 \text{ M.},$$

während es bei der hölzernen Brücke nach obiger Gleichung

$$G_h = 108000 + \frac{2,5}{5} . 108000 + \frac{72000}{(1 + 0,05)^{25} - 1} = 192180 \text{ M.}$$

beträgt, mithin um fast 3 % geringer ist, als das gesamte Kapital einer steinernen Brücke. Ähnlich läſst sich ermitteln, ob der Bau einer hölzernen Brücke billiger als derjenige einer eisernen Brücke zu stehen kommt.

Litteratur.

(Nach der Zeitfolge geordnet.)

Nordamerikanische Brücken. Allg. Bauz. 1839.
Gauſs. Beschreibung der von Long erfundenen hölzernen Brücken. Hannover 1840.
Moller. Beiträge zur Lehre von den Konstruktionen. Gieſsen 1844.
Ghega. Über nordamerikanischen Brückenbau. Wien 1845.
Beiträge zu den Holzkonstruktionen bei Brücken, Viadukten u. s. w. in Nordamerika. Allg. Bauz. 1845.
Culmann. Der Bau der hölzernen Brücken in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Allg. Bauz. 1845.
Etzel. Organisation des Baudienstes der schweizerischen Centralbahn. Basel 1854.
Harres. Die Schule des Zimmermanns. Zweiter Teil. Brückenbau. Leipzig 1861.
Haltbarkeit hölzerner Brücken (Erfahrungen über die Schadhaftigkeit der einzelnen Konstruktionsteile, welche beim Abbruch einer Brücke über die Ilmenau gemacht worden sind). Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1861, S. 216.
Göring. Dimensionen hölzerner Brücken der hannoverschen Eisenbahnen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1861, S. 267.
Versuche über die Tragfähigkeit verschiedener hölzerner, mit Eisen armierter Träger (Fachwerke, verzahnte und verdübelte Träger). Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1863, S. 527.
Perdonnet et Polonceau. Nouveau portefeuille de l'ingenieur des chemins de fer. Paris 1866.
W. Pressel. Normalien der k. k. priv. Südbahngesellschaft für hölzerne Brücken. Wien 1867.
Hellwag. Normalien der österreichischen Nordwestbahn, aufgestellt in den Jahren 1868 bis 1872.
v. Kaven. Über die Konstruktion von Wegebrücken über die Bahn, Brückthoren unter der Bahn und Rampenkanälen. Hannover 1869.
Hölzerne Brücken der norwegischen Schmalspurbahnen. Engng. 1871. Jan. S. 38.
Brücke über die Flüsse Mobile und Tensas (24 km lang, somit die längste Brücke der Welt). Deutsche Bauz. 1872, S. 368; Ann. industr. 1878, S. 128.
Schoen. Mitteilungen über Brückenbauten in Nordamerika. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1873.
Malézieux. Travaux publics des états-unis d'Amérique en 1870. Paris 1873.
Heinzerling. Grundzüge der konstruktiven Anordnung und statischen Berechnung der Brücken- und Hochbaukonstruktionen. Zweiter Teil. 1. u. 2. Heft. Leipzig 1873 und 1874.
Derselbe. Die Brücken der Gegenwart. III. Abteilung. Hölzerne Brücken und Lehrgerüste. Aachen 1876.
Comolli. Les ponts de l'Amérique du Nord. Paris 1878.
Steiner. Über Brückenbauten in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Wien 1878.
Hölzerne Straſsenbrücke über den Kennebecfluſs zu Augusta, Maine. Scientific American Suppl. 1878, S. 2189.
Hill, A. Wooden bow truss bridge. Nostrand's Engineering Magazine. 1879. Vol. 21, S. 281.
Dimensionierung hölzerner Brücken. Riga'sche Industriezeitung. 1880, S. 55; auch Deutsche Industriezeitung. 1879, S. 445.
Die Tscharnbrücke bei Neusalz a. O. Zeitschr. f. Bauw. 1879, S. 151.
Verbreiterung der Saalebrücke bei Weiſsenfels. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 133.
Brücke über die Brahe in Kronthal bei Krona mit drei Öffnungen von 9,3 m Weite mit verzahnten Balkenträgern. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 133.
Swenson. Über hölzerne Brückenfahrbahnen, hölzerne Pfeiler und Brückenträger. Norsk teknisk tidsskrift 1883, S. 14.
Steiner. Studie über den gegenwärtigen Stand des Brückenbaus. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 7.

V. Kapitel.

Aquadukt- und Kanalbrücken.

Bearbeitet von

Ed. Sonne,

Baurat, Professor an der technischen Hochschule zu Darmstadt.

(Hierzu Tafel XXIV und XXV, sowie 5 Holzschnitte.)

---

§ 1. Einleitung. Wenn Schiffahrtskanäle und Flofskanäle von einer Thalseite an die andere oder über ein Querthal oder über einen Eisenbahneinschnitt geführt werden müssen, so geschieht dies, wie im ersten Kapitel bereits erwähnt ist, mit Hilfe von Brücken, welche hinsichtlich ihrer Pfeiler und ihres Überbaues im wesentlichen wie die sonstigen Brücken gestaltet sind, statt der Fahrbahnen der Strafsen- und Eisenbahnbrücken ist jedoch das Kanalbett vorhanden. Derartige Bauwerke bezeichnet man am zutreffendsten mit dem Namen Kanalbrücken (das Wort „Brückenkanal" ist eine schlechte Nachbildung des französischen *pont canal*). Kleine Brücken für Flofskanäle werden auch Kähner genannt.

Ähnliche Bauwerke kommen vor, wenn Wasserleitungen mit natürlichem Gefälle über Vertiefungen irgend welcher Art zu führen sind, deren Ausfüllung nicht gestattet ist, wobei die Leitungen für die Zwecke der städtischen Wasserversorgung, für Bewässerungszwecke, ferner aber auch als Speisegräben, als Mühlgräben u. dergl. angelegt sein können. Wenn man in diesem Falle das natürliche Gefälle der Leitungen beibehalten will, so entstehen die Aquadukt-Brücken (abgekürzt Aquadukte), deutsch Wasserleitungsbrücken. Kleine, in Mühlgräben befindliche Aquadukt-Brücken nennt man auch wohl Gerinne. — Aquadukt-Brücken finden ferner noch Anwendung bei der Überführung von Bächen über Eisenbahnen. Dies ist jedoch ein seltener vorkommender Fall. Wenn die Sinkstoffe des Baches es gestatten, wird man in der Regel eine Unterleitung vorziehen und Brücken nur für Wildbäche anwenden, bei welchen die Menge des zeitweilig mitgeführten Schlamms und Gerölles die Anwendung einer Unterleitung verbietet. In diesem Falle leisten sie aber vortreffliche Dienste und es sind bei Wildbächen die Überführungen den Unterführungen in der Regel vorzuziehen.

Wegen einiger Hauptmomente in der Geschichte der Aquadukt- und Kanalbrücken ist auf Kap. I, S. 5, 7 u. 11 und wegen mancher bezüglichen Einzelheiten auf die unten

vermerkten Mitteilungen[1]) zu verweisen. Hier sei hervorgehoben, dafs die Aquadukt-Brücken namentlich für die Geschichte der Steinbrücken und wegen ihrer bedeutenden Höhenentwickelung von Bedeutung sind. Die Aquadukte von Spoleto, von Alcantara und von Roquefavour zählen noch heute zu den höchsten Brücken, welche es giebt. Ohne mit Spannbogen versehen zu sein, haben die mafsigen Pfeiler des 85 m hohen Aquadukts von Alcantara das Erdbeben von Lissabon überdauert.

Die neuere Zeit hat neben vereinzelten vorbildlichen Holzkonstruktionen, unter denen die in § 4 näher zu besprechende Kanalbrücke über den Alleghani bei Pittsburg schon hier erwähnt werden mag, aus naheliegenden Gründen das Eisen auch bei den in Rede stehenden Bauwerken eingeführt, anfangs das Gufseisen, in neuerer Zeit hauptsächlich das Schweifseisen. Es sind somit im Nachstehenden nach Erörterung der Aquadukt- und Kanalbrücken im allgemeinen die Stein-, Holz- und Eisenkonstruktionen derselben zu besprechen. Die Ausbildung der Metall- und insbesondere der Eisen-Industrie hat es ferner mit sich gebracht, dafs heutzutage eine Reihe anderer Bauwerke mit den Aquadukten in Konkurrenz treten. Wie bei Herstellung von Wasserleitungen die Druckleitung und die Leitung mit natürlichem Gefälle im allgemeinen miteinander konkurrieren, so ist es auch in dem vorliegenden besonderen Falle. Hiervon und von sonstigen verwandten Anordnungen wird im letzten Paragraphen dieses Kapitels die Rede sein. Es ist jedoch an dieser Stelle zu bemerken, dafs Brücken mit Druckleitungen aus Blei schon von den Römern ausgeführt worden sind.

Eine Eigentümlichkeit der Aquadukt- und Kanalbrücken besteht übrigens darin, dafs sowohl bei den Tragkonstruktionen, wie beim Oberbau nicht selten verschiedene Materialien verwendet werden. Die vorhin erwähnte hölzerne Kanalbrücke wird von Drahtkabeln getragen, Steinkonstruktionen sind ab und an mit einem Wasserbett von Eisen versehen u. s. f. Selbst eine Kanalbrücke, deren Stirnmauern von steinernen Bögen getragen werden, während unter dem Wasser eine Eisenkonstruktion gewählt ist, kommt vor (s. Malézieux. Cours de navigation intérieure, Pl. 80).

Unsere Besprechung der Aquadukt- und Kanalbrücken mufs sich fast ausschliefslich auf den oberen Teil derselben beschränken. Die Pfeiler und die Gewölbe, bezw. die Träger sind im wesentlichen nach den für Strafsen- und Eisenbahnbrücken geltenden Regeln zu behandeln. Hinsichtlich der Lage der Achsen, der Höhenverhältnisse, der Anzahl und Gröfse der Öffnungen ist namentlich auf das zu verweisen, was bei anderer Gelegenheit über die allgemeine Anordnung der Thalbrücken gesagt ist, vergl. u. a. Kap. I, S. 42, 52 und Kap. II, S. 177. Hier mag erwähnt werden, dafs man bei den Untersuchungen über die Lage der Wasserleitungsbrücken der Regel nach die Wahl zwischen einer grofsen Anzahl von Linien hat, wobei nicht allein unter Annahme von an verschiedenen Stellen liegenden Brücken mit natürlichem Wassergefälle die Vorteile einer Abkürzung der Leitung gegen die Nachteile einer Vermehrung der Kosten des Thalübergangs abzuwägen, sondern auch die oben vorläufig erwähnten Anordnungen zu prüfen sind, welche sich bei Anwendung von Druckleitungen ergeben.

[1]) Fontenay-Hertel. Konstruktion der Viadukte, Aquadukte und Brücken von Mauerwerk. 2. Aufl. Weimar 1856. — Cresy. Encyclopaedia of civil engineering. (S. 170 u. ff. Aquadukte der Römer). London 1872. — Leger. Les travaux publics aux temps des Romains. Paris 1875 (S. 795. Nachrichten über römische Aquadukte). — M. M. v. Weber. Der Aquadukt über das Alcantara-Thal bei Lissabon. Civ.-Ing. 1848, S. 554. Derselbe. Der Aquadukt von Lissabon. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1881, S. 67. — Berichtigung der älteren unrichtigen Angaben über die Abmessungen des Aquadukts von Spoleto. Centralbl. d. Bauverw. 1881, 18. Juni. — Clericetti. Über den Aquadukt von Spoleto. Il Politecnico. 1884. I. S. 28. — Römische Wasserleitungen. Wochenbl. f. Baukunde. 1885, S. 369.



§ 2. Allgemeines. Bei Projektierung einer Aquadukt- oder Kanalbrücke ist ein Hauptaugenmerk auf die Gefälleverhältnisse, die Profilformen und die Profilgröfsen zu richten. Wegen der Beziehungen, in welchen diese drei Punkte zu einander stehen, mufs auf den Wasserbau verwiesen werden, s. Kap. II u. III des dritten Bandes des Handbuchs (2. Aufl.), welche das hier zu Besprechende in mehrfacher Beziehung ergänzen.

Die Gefälleverhältnisse. Brücken für Schiffahrtskanäle werden mit horizontalem Wasserspiegel angelegt, es sei denn, dafs der Kanal auch zur Bewässerung dient; in diesem Falle ist das Gefälle der benachbarten Strecke auf die Kanalbrücke zu übertragen. Bei Brücken für Flofskanäle ist der Querschnitt durch die Art der Benutzung des Bauwerks festgelegt, die Geschwindigkeit des Wassers ist gleich derjenigen in den angrenzenden Kanalstrecken anzunehmen und das Gefälle der Brücke durch Rechnung zu ermitteln, wobei sich in der Regel ein geringeres Gefälle als in jenen Strecken ergeben wird. Bei Wasserleitungs-Brücken dagegen ist eine Verringerung des Wasserquerschnitts im Vergleich mit demjenigen der benachbarten Strecken, sowie eine Vergröfserung der Wassergeschwindigkeit zulässig und zweckmäfsig, einerseits behufs Verminderung der Baukosten und andererseits um die durch Frost entstehenden Gefahren zu vermindern. Die Rechnung ergiebt unter vorstehenden Voraussetzungen für den Aquadukt eine Verstärkung des Gefälles. Mitunter thut man ein Übriges und wählt das Gefälle noch stärker als durch Rechnung ermittelt wurde. Nach Obigem pflegt man jedoch nur bei gröfseren Bauwerken zu verfahren und legt bei kleineren die Gefälleverhältnisse der Leitung ohne weiteres zu Grunde. Selbstverständlich mufs für einen allmählichen Übergang des verstärkten Gefälles in dasjenige der angrenzenden Strecken gesorgt werden.

Der Hauptspeisegraben des Kanals von Nivernais hat ein Gefälle von 0,3 bis 0,4 pro mill, das normale Querprofil desselben zeigt 1,20 m Sohlenbreite, 0,8 m Wassertiefe und $1^1/_2$malige Böschungen. Für die Aquaduktbrücken wurde das in F. 5, T. XXIV dargestellte Profil angenommen. Die Rechnung ergab unter Zugrundelegung desselben ein Gefälle von 0,5 pro mill. Man wählte jedoch ein doppelt so starkes Gefälle (1 pro mill) und zwar nicht allein für die Brücken, sondern auch in den nächsten Umgebungen derselben, damit selbst beim Eintritt ganz ungewöhnlicher Verhältnisse eine Überströmung unmöglich sei. — Der Verdon-Kanal hat ein mittleres Gefälle von 0,21 pro mill, das normale Querprofil hat 3,40 m Sohlenbreite, 1,50 m Wassertiefe und $1^1/_2$malige Böschungen. Die gröfseren Aquadukte erhielten bei einem rechteckigen Querschnitt von 2,50 m Breite und 1,50 m Wassertiefe ein Gefälle von 1,1 pro mill. Man hat hierbei auf den Aquadukt-Brücken eine Geschwindigkeit von 1,5 m für zulässig gehalten.

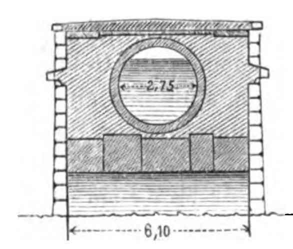
Das Wasserprofil. Die Gestaltung des Wasserprofils geht mit der Wahl des Materials für den Oberbau Hand in Hand. Geeignete Formen sind das Rechteck und der Kreis oder Teile desselben. Die Anwendung des ersteren oder eines dem Rechtecke nahe liegenden, trapezförmigen Profils ist bei Kanalbrücken durch die Art ihrer Benutzung von vornherein geboten, während bei Wasserleitungsbrücken der Kreis insofern in erster Linie ins Auge zu fassen ist, als bei ihm nicht allein das Verhältnis zwischen Wasserprofil und benetztem Umfang, sondern auch die Inanspruchnahme des begrenzenden Materials sich günstig gestalten. Zwischen diesen beiden Grundformen liegen eine Reihe von Übergangsformen, betreffs deren die Zeichnungen auf den Tafeln zu vergleichen sind. Bei Kanalbrücken ist im allgemeinen das rechteckige dem nicht selten vorkommenden trapezförmigen Profil deshalb vorzuziehen, weil bei letzterem Beschädigungen der Seitenwände infolge des Frostes unausbleiblich sind, wenn auf Zertrümmerung der sich bildenden Eisdecken nicht grofse Sorgfalt verwendet wird.

Nach Festlegung der Gefälleverhältnisse und der Form des Wasserprofils ergeben sich die Abmessungen des letzteren bei Wasserleitungsbrücken mit Hilfe bekannter Rech-

nungen. Bei Kanalbrücken werden die Profilgröfsen in der Regel für das Passieren eines Schiffes bemessen. Dem hierüber im dritten Bande des Handbuchs Gesagtem (s. Kap. X, S. 87 der 2. Aufl.) ist nur hinzuzufügen, dafs bei langen Kanalbrücken der Spielraum zwischen dem Schiffe und den Seitenwandungen etwas gröfser angenommen werden sollte, als bei kurzen und dafs die in F. 14, T. XXIV und F. 8, T. XXV dargestellten Bauwerke für 5 m breite Schiffe bemessen sind. Zweischiffige Kanalbrücken sind bis jetzt nur selten ausgeführt. Es liegt jedoch bei einer Brücke des Ganges-Kanals[1]) ein derartiger Fall vor. Dieser Kanal dient sowohl der Schiffahrt, wie der Bewässerung und man hat, um einen ungestörten Betrieb zu ermöglichen, eine sehr grofse Breite gewählt und eine Mittelmauer angeordnet. Aus demselben Grunde ist auch bei Aquadukt-Brücken ein zweiteiliges Wasserprofil mitunter angeordnet worden, so z. B. bei den Aquadukten von Lucca und bei denjenigen von Lissabon. Die zuletzt genannten Bauwerke sind, nebenbei bemerkt, auch wegen der ausgedehnten Vorkehrungen beachtenswert, welche man behufs Kühlhaltung und behufs Lüftung des Wasserraumes getroffen hat.

Nach Ermittelung des Wasserprofils sind für die weitere Ausbildung des Querprofils die Anforderungen mafsgebend, welche die den Kanal begleitenden Nebenwege mit sich bringen, gleichzeitig ist Bestimmung über die Bedeckung des Kanals zu treffen, falls eine solche überhaupt zulässig ist. Wasserleitungsbrücken sollten begehbar sein, obwohl dieselben in der Regel nur von den Wärtern behufs Revision des Bauwerks passiert werden. Falls nun, um das Wasser sauber zu erhalten und es vor Frost zu schützen, eine Decke angeordnet wird, so findet der Fufspfad oberhalb derselben seinen Platz. Das für die Decke gewählte Material bestimmt ihre Form und die Einzelheiten der Profilierung, vergl. F. 2, 3 u. 11, T. XXIV. Das Profil der oftmals erwähnten Cabin-John Brücke zeigt Fig. 1.

Fig. 1.



Gröfsere Brücken werden ohne Überdeckung hergestellt. Bei Wasserleitungs-Brücken pflegt man alsdann zu beiden Seiten des Bettes einen Fufspfad anzuordnen und zwar in mindestens 0,60 m, oft aber in gröfserer Breite. Für den Höhenabstand zwischen dem Fufspfade und dem Wasserspiegel ist 0,50 m ein übliches Mafs. Dieselbe Anordnung ist auch bei Kanalbrücken sehr gebräuchlich, nur erhalten alsdann die Pfade eine gröfsere Breite, s. F. 8, 12 u. 14, T. XXIV. Wenn die Kähne durch Menschen über die Kanalbrücke befördert werden, was nicht selten der Fall ist, so sind 2 m ausreichend, bei Beförderung derselben durch Pferde werden 3 bis 3,5 m Breite gewählt. Der Abstand vom Wasserspiegel bis Leinpfad-Oberkante ist nur dann gröfser als 0,3 bis 0,5 m zu wählen, wenn Rücksicht auf eine demnächstige höhere Anspannung des Wasserspiegels des Kanals behufs Vergröfserung des Wasserprofils zu nehmen ist. Über eine andere Lage der Pfade neben Kanalbetten ist Fig. 3 in § 5 dieses Kapitels zu vergleichen.

Die Inanspruchnahme der einzelnen Teile des Oberbaues und der Tragkonstruktionen und demzufolge die Grundlagen für die Berechnung derselben ergeben sich aus den Grundlehren der Hydrostatik. Insofern es sich um die Stützung des Kanales handelt, hat man es mit einer permanenten und gleichförmig über das Bauwerk verteilten Belastung zu thun. Bei Bemessung derselben kann immerhin berücksichtigt werden, dafs vor den Schiffen Stauwellen entstehen und dafs das Wasser unter den Ein-

[1]) Allg. Bauz. 1866, S. 312.

wirkungen des Windes mitunter um einige Zehntel Meter in die Höhe getrieben wird. Die mobilen Belastungen sind vergleichsweise gering, die Spannungsschwankungen dementsprechend sehr klein. Erheblichere Veränderungen bezüglich der Spannungen treten nur ein, wenn während strenger Winterzeit oder bei Reparaturen das Wasser aus Kanalbrücken abgelassen wird. Leitungsbrücken sind fast stets mit Wasser gefüllt. Es folgt hieraus, daſs bei Berechnung der einzelnen Teile der Aquadukte verhältnismäſsig bedeutende Inanspruchnahmen zulässig sind und daſs die zarten Dimensionen, welche manche Aquadukte aufweisen, ihre volle Berechtigung haben.

Die Pressungen in den unteren Teilen der Pfeiler sollen betragen:

beim Aquadukt von Caserta . . . . 12,6 kg f. d. qcm
" " von Roquefavour . . 14,0 " " " "
" " du Gard . . . . . . 23,1 " " " " .

Bei Kanalbrücken dagegen ergeben sich ziemlich starke Dimensionen, weil die Belastung zwar unveränderlich, aber sehr groſs ist. Bei der in F. 8, T. XXV dargestellten Brücke, deren Mittelöffnung 17 m Spannweite hat, beträgt die Wasserlast beispielsweise 12,2 t, ihr Eigengewicht etwa 4,2 t f. d. lf. m. Eine 17 m weite, eingleisige Eisenbahnbrücke wäre nach Maſsgabe der auf S. 63 angegebenen Belastungsäquivalente für eine Verkehrslast von 5,75 t f. d. lf. m zu berechnen. Bei Zugrundelegung der für neuere Schiffahrtskanäle geltenden Abmessungen müssen daher Kanalbrücken sehr kostspielige Bauwerke werden.

Auch die seitlich gerichteten Wasserpressungen sind zu berücksichtigen. Dieselben wirken oft gegen vertikale oder nahezu vertikale Wandungen und es muſs den letzteren ausreichende Widerstandsfähigkeit gegeben werden. Mitunter gestattet es die Art der Benutzung des Bauwerks, obere Querverbindungen anzubringen und auf diese Weise jene seitlich gerichteten Kräfte zum Teil aufzunehmen. Andernfalls ist der Wasserdichtigkeit wegen auf Abstützung der Seitenwandungen besondere Sorgfalt zu verwenden; die bezüglichen Einzelheiten werden in den folgenden Paragraphen besprochen. Gekrümmte Querprofile sind hinsichtlich der Stabilität vorteilhafter, als solche mit vertikaler Begrenzung, lassen sich aber nicht immer anwenden.

Bezüglich der allgemeinen Anordnung der in Rede stehenden Brücken ist noch zu bemerken, daſs man Anordnungen zu treffen hat, um die Brücke bei Reparaturen gegen die benachbarte Leitung abzuschlieſsen (in Mauern sind demnach Dammfalze auszusparen), auch wohl Anordnungen, um den Kanal oberhalb der Brücke vorkommenden Falls zu entleeren (F. 2, T. XXV). Unter Umständen kann man auch mit den Aquadukten die sog. Abstürze der Wasserleitungen mit sehr starkem Gefälle kombinieren (F. 4, T. XXIV) oder mit ihnen Ablaſskammern zur Entleerung der benachbarten Strecken der Leitung in Verbindung setzen (F. 3, T. XXIV und F. 5, T. XXV).[3]) Eiserne Kanalbrücken sind mit Schwimmbäumen (F. 8^b, T. XXV) auszurüsten, um die Wandungen gegen Beschädigungen durch Anstoſsen der Schiffe u. s. w. zu schützen, man findet indessen ähnliche Anordnungen auch wohl bei steinernen Kanalbrücken.

Die Wildbachüberführungen (F. 6, T. XXIV) unterliegen bezüglich der Gefälleverhältnisse, der Behandlung des Bettes u. s. w. selbstverständlich besonderen Gesetzen; da dieselben vergleichsweise selten vorkommen, so muſs wegen des Näheren auf die Originalmitteilungen verwiesen werden.[4])

---

[3]) Über die Anbringung von sechs Schützöffnungen in den Aquadukten des Bewässerungskanals der Boker-Heide, s. F. 7, T. XXIV, ist die Quelle (Zeitschr. f. Bauw. 1856, S. 34) zu vergleichen.

[4]) s. u. a. Kovatsch. Aquadukt im Planja-Schuttkegel der Bahn Tarvis-Pontafel. Allg. Bauz. 1880.

§ 3. Steinkonstruktionen[5]) s. T. XXIV. Steinerne Aquadukte für sehr kleine Spannweiten werden wohl aus Platten zusammengesetzt oder als Monolithe gebildet, diese einfachen Bauwerke geben aber zu besonderen Bemerkungen keine Veranlassung. Gewöhnlich ruht das aus Stein hergestellte Bett auf Gewölben. Es ist nun nicht leicht ein wasserdichtes Bett auf einem Unterbau herzustellen, welcher keineswegs unwandelbar ist, und die Gefahr, dafs infolge irgend welcher Bewegungen desselben Risse in dem Kanalbett entstehen, ist sehr grofs. Ganz wasserdichte Bauwerke, zum wenigsten solche mit gröfseren Wassertiefen, sind deshalb selten, unter Umständen treten sogar empfindliche Wasserverluste auf. Bei der Kanalbrücke von la Tranchasse betrugen dieselben vor Ausführung einer gröfseren Reparatur 9 Sek.-Liter. Jedenfalls wird durch Undichtigkeit des Mauerwerks die Dauer der Bauwerke beeinträchtigt.

Die erwähnten Bewegungen haben ihren Grund in dem Setzen des Mauerwerks und in den Veränderungen der Längen der Gewölblinien, welche Folge der Temperaturschwankungen sind, aufserdem treten an den Stirnmauern des Bauwerks nach Anfüllung desselben mit Wasser seitliche Bewegungen auf und später namentlich dann, wenn bei Kanalbrücken die Bildung einer geschlossenen Eisdecke nicht rechtzeitig verhindert wird.

Durch Wahl der besten Materialien, durch eine sehr sorgfältige Ausführung, durch Belastung der Gewölbe vor Herstellung des Oberbaues u. s. w. läfst sich ein nachträgliches Setzen des Mauerwerks fast ganz vermeiden, Bewegungen infolge der Temperaturschwankungen sind dagegen unausbleiblich. Eine aufmerksame Beobachtung zeigt, dafs die offenen Fugen, welche in der Gegend der Bruchfuge der Gewölbe aufzutreten pflegen, sich bei Tage öffnen und des Nachts schliefsen und dafs dieselben im Winter weiter als im Sommer sind. Diese Erscheinungen kommen auch bei gewölbten Strafsen- und Eisenbahnbrücken vor, vergl. S. 129 u. 331. — Seitliche Bewegungen der Stirnmauern treten nur bei gröfseren Wassertiefen, also bei Kanalbrücken, in mefsbarer Weise auf, sind aber bei diesen selbst nach längerem Bestehen der Bauwerke beobachtet.

Aus Vorstehendem ergiebt sich, dafs es nicht ohne Bedenken ist, den Oberbau und die Gewölbe aus einem Stücke auszuführen, wie beispielsweise unter Anwendung

---

[5]) Litteratur (vergl. auch Anmerk. 1, S. 459). Steinerne Wasserleitungs-Brücken. Aquadukte des Hauptspeisegrabens für den Kanal von Nivernais. Ann. des ponts et chaussées. 1851. 1. Sem. Pl. 9 u. 10. — Aquadukt von Roquefavour. Nouv. ann. de la constr. 1857, S. 37. — Aquadukt des Leina-Kanals über die Thüringische Eisenbahn. Schubert. Konstruktion steinerner Bogenbrücken. — Aquadukt des Bewässerungskanals von Carpentras. Allg. Bauz. 1862, Bl. 480. — Aquadukte der Wasserleitung für New-York. Ann. des ponts et chaussées. 1862, 2. Sem. S. 142. — Aquadukt des Cavour-Kanals. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1869, Bl. 558 u. 559. — Vanne-Viadukte. Nouv. ann. de la constr. 1872, S. 12; 1873, S. 11; 1874 (Mai). — Aquadukte der Wiener Wasserleitung. Mitteil. d. Arch.- u. Ing.-Ver. für Böhmen. 1873, S. 123; 1874, S. 94. — Aquadukte der Wasserleitung für Glasgow. Humber. The water supply of cities and towns (London 1876) Pl. 27 u. 28. — Cabin-John Brücke. Collection de dessins distrubés aux élèves de l'école des ponts et chaussées. Paris. Impr. nat. 3e Série. Ponts. — Der Aquadukt von Sima (Spanien). Rziha. Eisenbahn-Unter- und Oberbau. Wien 1877. II. Bd. S. 197. — Aquadukte des Verdon-Kanals. Ann. des ponts et chaussées. 1881. 2. Sem. S. 61.

Steinerne Kanalbrücken. Verschiedene ältere Bauwerke. Hagen. Wasserbaukunst. II. Teil. 3. Bd. S. 686. — Der Schiffahrtskanal der Garonne und der Brückkanal bei Agen über die Garonne. Allg. Bauz. 1845, S. 180. — Restauration du pont-canal de la Tranchasse. Ann. des ponts et chaussées. 1849. 2. Sem. S. 1. — Kanalbrücke über den Orb. Nouv. ann. de la constr. 1857, S. 131. — Englische Kanalbrücke. Haskoll. Exampels of bridges and viaducts. London 1867, Taf. 8. — Kanalbrücken des Rhein-Marne Kanals. Graeff. Construction des canaux et des chemins de fer. (Paris 1861), S. 77 und Allg. Bauz. 1871, S. 144. — Morandière. Construction des ponts et viaducs. (Paris 1874), S. 193, 444 u. A. — Verschiedene französische Kanalbrücken Malézieux. Cours de navigation intérieure. École des ponts et chaussées. $18^{76}/_{77}$). Pl. 77 u. ff., ebenso Guillemain. Navigation intérieure. Paris 1885. II. S. 182 u. ff.

von Cementbeton bei einigen Aquadukten der Vanne-Leitung (s. F. 9 u. 11) geschehen, denn bei einer solchen Anordnung wird jeder Riſs im Gewölbe sich dem Oberbau mitteilen. Die Erfahrung scheint dies zu bestätigen. Es liegen einige sehr ungünstige Nachrichten über die bezeichneten Bauwerke vor, allerdings auch Mitteilungen zufriedenstellender Art. Welche von beiden die richtigen sind, konnte der Verfasser nicht ermitteln. Immerhin bringt die Anwendung des Cements den Vorteil mit sich, daſs Reparaturen undichter Stellen leicht vorzunehmen sind.

Der Oberbau sollte nicht allein möglichst unabhängig von den Gewölben, sondern auch mit einer Dichtung versehen sein, welche einen gewissen Grad von Zähigkeit hat. Unter den Mitteln, durch welche Wasserdichtigkeit erzielt wird, entspricht der Thonschlag (*puddle*) dieser Anforderung am besten und es scheint somit die in F. 15 dargestellte Anordnung beachtenswert zu sein. Selbstverständlich muſs sie von geübten Arbeitern ausgeführt werden. Ein Übelstand des Thonschlags ist, daſs er bei Entleerung des Wasserbetts Frost und Austrocknen nicht vertragen kann. — Auch den Asphaltabdeckungen kann man eine gewisse Zähigkeit zuschreiben, soweit bekannt haben sich dieselben jedoch nicht viel besser bewährt, als andere Anordnungen und es scheint, daſs es in dem vorliegenden, wie in manchem anderen Falle, weniger auf das Material und die Konstruktion, als auf eine ungewöhnlich sorgfältige Ausführung ankommt.

Um die groſse Mannigfaltigkeit der Behandlung des Bettes zu zeigen, sei Folgendes bemerkt. Der Aquadukt für die Loch-Katrine-Wasserwerke (F. 2) hat Beton im Boden und Wandverkleidung von Mauerwerk. Der Aquadukt von Montreuillon (F. 5) hat im Boden 30 cm Beton, darüber und an den Seiten befindet sich eine 6 cm starke Schicht von sehr feinem Beton und darüber ein 3 cm starker Cementputz. Die Kanalbrücke über die Zorn (F. 13) hat im Boden eine 1,5 cm starke Asphaltdecke und darüber eine 6,8 cm starke Abdeckung von Mauerwerk. Andere Brücken des Rhein-Marne Kanals haben im Boden eine 25 cm starke Betonschicht, darüber und an den Seiten Asphaltabdeckung; in dieser Weise angeordnet ist jedoch die Asphaltlage Beschädigungen durch die Stangen der Schiffer ausgesetzt. Auch Auskleidungen mit Backsteinen kommen vor, s. F. 16. Für die Betten der Wildbach-Überführungen (F. 6) eignet sich ein solides, in Cement versetztes Pflaster. — Der Aquadukt von Sing-Sing-Kill (F. 1) ist durch einen guſseisernen Trog wasserdicht gemacht, dessen Wandstärke bei 1,27 m Tiefe 16 mm beträgt. Bei dem in F. 10 dargestellten Vanne-Aquadukt hat man eiserne Leitungsrohre auf das aus Cementguſs hergestellte Bauwerk gelegt.

Man kann ferner durch angemessene Anordnung der Gewölbe das Entstehen von offenen Fugen einigermaſsen einschränken. Zunächst empfiehlt es sich, die Spannweiten nicht zu groſs anzuordnen. Es ist zwar bei der Bestimmung der Anzahl der Pfeiler und der Spannweiten der Gewölbe auf Kostenersparnis hinzuarbeiten[6]), man sollte aber die Lichtweiten, welche sich aus den betreffenden Untersuchungen ergeben, etwas vermindern, weil die Weite der offenen Fugen mit der Länge der Wölblinie wächst. Bei Leitungsbrücken verdient die Anordnung von Arkaden oberhalb der Hauptbogen des Bauwerks Beachtung, weil hierdurch der Oberbau von den in jenen eintretenden Bewegungen unabhängiger wird. Die Bogenform ist mit Rücksicht auf thunlichste Einschränkung der Scheitelbewegungen zu wählen, welche infolge von Temperatur-Veränderungen eintreten. Der Halbkreisbogen und verwandte Formen verdienen deshalb von vornherein den Vorzug vor gedrückten Bögen.

Um Abtrennungen in den Gewölben entgegenzuarbeiten, welche unter den Stirnmauern nur zu leicht entstehen, ist vor allem eine angemessene Behandlung des Querprofils erforderlich, wovon weiter unten die Rede sein wird, auſserdem können aber

[6]) Eine derartige Untersuchung findet man: Ann. des ponts et chaussées. 1851. 1. Sem. S. 312 u. 327, vergl. auch Kap. II, § 19.

auch Anordnungen in Betracht kommen, durch welche ein inniger Verband der Wölbsteine hergestellt wird. Zu diesem Zweck hat man wohl eiserne Anker eingelegt oder (wie z. B. bei der Kanalbrücke von Guétin) in dem Gewölbe Verankerungsschichten angeordnet, deren Steine schwalbenschwanzförmig ineinander greifen. Zu demselben Zweck sind auch schwalbenschwanzförmig profilierte und in Öl gesottene Holzeinlagen, welche die entsprechend ausgearbeiteten Gewölbsteine miteinander verbinden, benutzt. — Die Hauptsache ist indessen, dafs für die Gewölbe ein gutes und homogenes Material gewählt und ein vorzüglicher hydraulischer Mörtel verwendet wird. Gute Backsteine und sorgfältig bearbeitete Hausteine sind in der Regel den Bruchsteinen vorzuziehen. Bruchstein- oder Backsteingewölbe mit Quaderverkleidung an den Stirnen sind nicht zu empfehlen.

Bei Anordnung des Mauerwerks der Aquadukt- und Kanalbrücken sind Aussparungen (s. F. 2 u. 10) nicht selten am Platze. Dieselben gehen mit der ohnehin erforderlichen, sehr sorgfältigen Ausführung des Mauerwerks Hand in Hand und nicht minder mit jener Einschränkung der Mauerwerksmassen, welche bei Bauwerken, deren mobile Belastungen verschwindend klein sind, angezeigt erscheint.

Über die Einzelheiten der auf T. XXIV dargestellten Wasserleitungsbrücken ist weiter nichts zu bemerken, dagegen ist auf einige Einzelheiten in betreff der Kanalbrücken aufmerksam zu machen.

Die gewöhnliche Anordnung zeigen F. 13 u. 14. Man stellt massive Stirnmauern von mindestens 1,3 m oberer Breite her, entsprechend den Dimensionen, welche für den Leinpfad und den Fufspfad erforderlich sind. Oben sollten diese Mauern nicht horizontal abgedeckt werden, sondern im Pflaster oder im Plattenbelag einen angemessenen Wasserablauf erhalten. Um den Pferden Schutz bei etwaigem Ausgleiten zu gewähren, ist eine wulstförmige Verstärkung der Deckplatten an der Kante des Kanals (s. F. 14) anzuordnen. Dergleichen Stirnmauern sind jedoch ziemlich kostspielig, auch belasten sie die Gewölbe allzustark. Man hat deshalb schon bei älteren Kanälen bessere Anordnungen getroffen und es verdienen dieselben um so mehr Beachtung bei demnächstigen Ausführungen, als unsere neueren Kanäle eine gröfsere Wassertiefe und überhaupt gröfsere Dimensionen erfordern als die alten.

Eine gefällige Anordnung, durch welche jene massigen Stirnmauern vermieden werden, findet man bei der Kanalbrücke über den Orb (F. 8). Die gewählte Konstruktion, welche durch die Zeichnung hinlänglich erläutert wird, ist ohne Frage schön und zweckmäfsig, dabei aber recht kostspielig. In einfacherer Weise ist dieselbe Aufgabe bei der Kanalbrücke über die Largue gelöst und diese Lösung kann als gelungen bezeichnet werden. Eine ähnliche Disposition ist bei der Kanalbrücke von Arnaville getroffen, bei dieser sind jedoch die äufseren Bogen halbkreisförmig, sodafs das Aussehen des Bauwerkes nicht das beste ist. Bei der Kanalbrücke von Terroin hat man in den Seitenmauern des Kanalbettes, deren obere Breite 2,30 m beträgt, einen quadratisch profilierten Kanal von 0,65 m Breite und Höhe ausgespart. Mindestens ist durch ein kräftig auskragendes Hauptgesims auf Einschränkung der Stirnmauerstärken hinzuarbeiten; beispielsweise hat man bei der Kanalbrücke von Agen über die Garonne auf diesem Wege erreicht, dafs der Abstand von Stirn zu Stirn um 0,4 m kleiner ist, als die obere nutzbare Breite des Bauwerks.

Hagen erwähnt in seiner Wasserbaukunst (II. Teil 3. Bd., S. 679), dafs man für eine Kanalbrücke des Union-Kanals bei Edinburg mit Erfolg einen Luftkanal unter dem Kanalbett angeordnet hat, welcher ursprünglich angelegt war, um im Winter mit Hilfe einer Heizvorrichtung das Wasser vor Frost

zu bewahren. „Man hat jedoch die Bemerkung gemacht, dafs es der Feuerung nicht bedarf, dafs vielmehr aus dem Innern der hohen Dammschüttungen soviel Wärme abgesetzt wird, dafs die Luft, welche jenen Kanal durchstreicht, schon das Frieren des Wassers verhindert. Ein so günstiges Resultat dürfte indessen im nördlichen Deutschland nicht zu erwarten sein, wo die Winter viel kälter sind, als in Schottland."

Die Anschlüsse der Aquadukt- und Kanalbrücken an die benachbarten Dämme wollen sehr sorgfältig angeordnet sein. Es handelt sich zunächst darum, das eingeschränkte Wasserprofil des Kanalbettes in das weitere des freien Kanals überzuführen. Bei der Mehrzahl der älteren Bauwerke ist dies so bewerkstelligt, wie F. 13[d] zeigt. Für Wasserleitungsbrücken, deren ausgedehnte Bogenstellungen sich an niedrige Dämme zu schliefsen pflegen, kann diese Anordnung als zweckmäfsig bezeichnet werden, für Kanalbrücken ist sie nicht sehr zu empfehlen, obwohl die Verlängerung der Endpfeiler und die damit Hand in Hand gehende Verstärkung des angrenzenden Erdkörpers immerhin gewisse Vorteile gewährt. Die feuchte, zwischen den Parallelflügeln befindliche Erde gefährdet die Stabilität derselben und selbst unbedeutende Abtrennungen im Mauerwerk, welche bei Strafsen- und Eisenbahnbrücken kaum beachtet werden würden, sind einer Kanalbrücke nachteilig. Eine schräge Lage der Flügelmauern (s. d. punktierten Linien bei *N*, F. 13[d]) oder eine gekrümmte Form des Grundrisses derselben, wie bei *M* derselben Figur angedeutet, ist deshalb in der Regel vorzuziehen. Am bequemsten für den Verkehr ist aber eine S-förmige Anordnung der Leinpfade. Eine solche kam u. a. für die bereits erwähnte Kanalbrücke über den Orb und für die Kanalbrücke bei Arnaville zur Ausführung. Bei letzterer hat man den an die Brücke grenzenden Schenkel des S aus Mauerwerk, den anderen aber in Erdbau hergestellt. — Wenn Parallelflügel und verlängerte Endpfeiler gewählt werden, so ist eine Fortführung der Stirnmauern der Brücke über die Endpfeiler hinaus ein zwar kostspieliges, aber erfolgreiches Mittel zur Erzielung eines guten Anschlusses.

Wesentlich ist, dafs bei Herstellung der Anschlufskörper der Erdbau in bester Weise und unter Anwendung der bei den Staudämmen der Sammelteiche üblichen Mittel hergestellt wird. Aufserdem empfiehlt sich die Anwendung eines zähen Übergangskörpers, es ist also auch an dieser Stelle Thonschlag am Platze. Durch geeignete, z. B. durch eine T-förmige Profilierung desselben läfst sich die Bildung von Wasseradern verhindern. Recht zweckentsprechend und bewährt ist die in F. 16[c] dargestellte Anordnung.

Dafs die Ausführung der Aquadukt-Brücken eine ganz besondere Aufmerksamkeit erfordert, ist wiederholt hervorgehoben, auch müssen alle Vorsichtsmafsregeln, durch welche man ein solides und von nachträglichen Bewegungen thunlichst freies Mauerwerk erzielen kann (Belastung der Lehrgerüste vor dem Einwölben, längere Ruhe der Gewölbe auf dem Gerüst, Belastung derselben vor Ausführung der Stirnmauern u. dergl. mehr) getroffen und gut durchgeführt werden. Wegen sonstiger Einzelheiten ist auf die detaillierten Beschreibungen gröfserer Ausführungen (vergl. Anmerk. 5, S. 464) zu verweisen, namentlich auf die Beschreibungen der Ausführung der Aquadukte von Montreuillon, sowie der Kanalbrücken des Rhein-Marne-Kanals und der Kanalbrücke von la Tranchasse.

Hier mögen noch einige Notizen über die Baukosten ausgeführter Aquadukt- und Kanalbrücken Platz finden.

Zwei Aquadukte im Hauptspeisegraben des Kanals von Nivernais, der von Marigny (84,0 m lang, 14,30 m gröfste Höhe) und der von Montreuillon (150,3 m lang, 33,6 m gröfste Höhe, Profil des Kanalbetts s. F. 5) haben 57 000 und bezw. 217 000 M. gekostet.

Von den Aquadukten des Verdon-Kanals kostete der

	pro qm Ansichtsfläche.
von Beaurivet (Länge 88 m, gröfste Höhe 14,5 m, Breite zwischen den Stirnen 4,2 m)	49 M.
von Malourie (Länge 32 m, gröfste Höhe 19,4 m, Breite zwischen den Stirnen 4,2 m)	59 „
von Parouvier (Länge 143,5 m, gröfste Höhe 21,5 m, Breite zwischen den Stirnen 4,0 m)	50 „

(Bei Ermittelung der Ansichtsflächen sind die Öffnungen nicht in Abzug gebracht.)

Sehr teuer war der Aquadukt von Roquefavour. Derselbe ist bis 82,50 m hoch und soll 134 M. nach anderen Angaben sogar noch mehr pro qm Ansichtsfläche gekostet haben. Er hat 4,9 m Breite zwischen den Stirnen.

Die auf T. XXIV, F. 13^{a-d} dargestellte Kanalbrücke über die Zorn (80,4 m lang, 9,2 m zwischen den Stirnen breit, Höhe oberhalb des Fundaments 6,3 m) hat 31 200 M. gekostet und die Kanalbrücke über den Orb (F. 8) 5380 M. pro m Öffnungsweite.

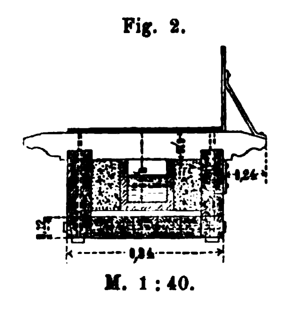
In betreff der Unterhaltungskosten der Kanalbrücken kann der Verfasser nur eine Notiz bringen. Der Aquadukt des Leina-Kanals (F. 16), dessen Konstruktion sich in jeder Beziehung bewährt zu haben scheint, erfordert jährlich und durchschnittlich nicht mehr als 50 M. an Unterhaltungskosten in runder Summe.

§ 4. Holzkonstruktionen (Tafel XXV).[7]) Der Hauptbestandteil der hölzernen Aquadukte ist eine wasserdicht gearbeitete, aus geschnittenem Holze hergestellte Rinne. Bei kleinen Spannweiten kann dieselbe als Träger ausgebildet werden, bei gröfseren sind zu ihrer Unterstützung besondere Tragkonstruktionen anzuordnen. In Deutschland kommen, soweit bekannt, nur Bauwerke der erstgenannten Art vor, dagegen sind in holzreichen Ländern auch jene gröfseren Bauwerke mit Erfolg ausgeführt.

Die Wasserdichtigkeit der Rinne, welche einen rechteckigen oder nahezu rechteckigen Querschnitt erhält, wird am besten dadurch bewirkt, dafs die sehr sorgfältig zusammengearbeiteten und geteerten Hölzer ohne weiteres scharf aneinander geprefst werden und es sind die Einzelheiten der Konstruktion dementsprechend anzuordnen. Eine nachträgliche Ausfüllung der Fugen mit Holzeinlagen ist nur als Notbehelf zulässig, einer Kalfaterung derselben steht dagegen Nichts im Wege.

Beispiele kleiner hölzerner Aquadukt-Brücken findet man in F. 2 u. 3. Zu bemerken ist nur, dafs die dargestellten Konstruktionen für 12, bezw. für 15 m Spannweite bemessen sind. Der Anschlufs der in F. 3^b u. 3^c dargestellten steinernen Endpfeiler an den benachbarten, in der Krone 3 m breiten Damm wird durch gekrümmte Flügel (vergl. T. XXIV, F. 13^d bei *M*) vermittelt, deren Enden sich hakenförmig nach aufsen umbiegen; die Flügelansätze sind mit einer Vorlage behufs Abschneidens der Wasseradern versehen.

Fig. 2.



M. 1 : 40.

Die Tragkonstruktionen der gröfseren Bauwerke sind in der Regel Balkenträger, aber auch Bögen und Kabel sind als solche bereits zur Anwendung gekommen. Auf alle Einzelheiten dieser Konstruktionen näher einzugehen, würde zu weit führen.

Ein Beispiel der Anwendung von Balkenträgern giebt Fig. 2. Dieselbe zeigt den Querschnitt eines Aquadukts, welcher in der Gemarkung Neckargemünd eine Wasserleitung über einen Einschnitt der badischen Odenwaldbahn führt. Die aus Bohlen hergestellte und zum Schutz gegen Frost in Stroh eingebettete Rinne ruht in einem gröfseren, nach Art der Blockwände ausgeführten Kasten, dessen Seitenwände die Träger bilden. Die Träger sind an ihren Enden und aufserdem durch zwei Mitteljoche unterstützt.

[7]) Litteratur: Hölzerne Kanalbrücke des Pennsylvania-Kanals über den Alleghany bei Pittsburg. Allg. Bauz. 1843, S. 78 und Zeitschr. f. Bauw. 1862, S. 374. — Aqueduc suspendu du canal de Pensylvanie. Nouv. ann. de la constr. 1865, S. 88. — Aquadukt in der Gemarkung Neckargemünd. Mitteil. über die badische Odenwaldbahn. Karlsruhe. — Aquadukt bei Hafslund in Norwegen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1870, S. 417. — Henket. Waterbouwkunde. XIV. Abteilung (Brücken). III. Teil. 2. Pl. (kleine hölzerne Bauwerke). — Malézieux. Travaux publics des états unis d'Amérique. Paris 1873, S. 345 (Kanalbrücken des Erie-Kanals).

Ein gröfseres, bei Hafslund (Norwegen) ausgeführtes Bauwerk verwandter Art ist in F. 1[a u. b], T. XXV dargestellt. Dasselbe leitet einen Flofskanal über eine Bucht des Flusses Glommen. Die Unterstützung der Rinne ist für die beiden grofsen Öffnungen mittels Laves'scher, für die kleine Öffnung durch Fachwerksträger bewirkt. Die letzteren zeigten beim Einlassen des Wassers 105 mm, die ersteren nur 35 mm Durchbiegung, obgleich der nutzbare Querschnitt der Träger der kleineren Öffnung ebenso grofs wie derjenige der gröfseren ist. Sonstige Einzelheiten findet man in der angegebenen Quelle, s. Anmerk. 7.

Die daselbst genannte (ältere) Kanalbrücke des Pennsylvania-Kanals bei Pittsburg ist ein Beispiel der Anwendung einer mit einem Fachwerkträger kombinierten Holzbogen-Konstruktion. Dies Bauwerk hatte 7 Öffnungen von je 45,75 m Lichtweite und ein Wasserprofil von 5,75 qm. Die neuere, von Röbling beim Umbau der vorhin genannten erbaute Brücke des Pennsylvania-Kanals, welche von Kabeln getragen wird, ist in F. 4 abgebildet. Bei diesem Bauwerk sind Boden und Seitenwände des hölzernen Kanals aus einer doppelten Lage von 6,3 cm starken Bohlen hergestellt, deren Fugen mit den Längsachsen Winkel von 45° einschliefsen, eine Anordnung, welche dem Kanalbett die nötige Steifigkeit verleiht und durch den Umstand begründet ist, dafs der Tragkonstruktion (den Kabeln) eine solche abgeht. Die Entfernung von Pfeilermitte zu Pfeilermitte beträgt 49 m, die Pfeilhöhe der Kabel bei mittlerer Temperatur 4,3 m. Die Kabel haben einen Durchmesser von 17,8 cm und bestehen aus 1900, in sieben Strängen abgeteilten Drähten; an den Auflagern sind dieselben durch Einführung kurzer Drähte verstärkt. Zum Aufhängen der Querträger dienen Bügel von 29 mm starkem Rundeisen. Bei der Berechnung ist angenommen, dafs die Holzkonstruktion ihr eigenes Gewicht zu tragen vermag, dafs den Kabeln somit nur die Wasserlast zufalle. Wegen sonstiger Einzelheiten ist auf die Zeichnung zu verweisen.

§ 5. Eisenkonstruktionen, s. Tafel XXV.[8]) Bei der Herstellung der Aquadukt-Brücken bietet das Eisen im Vergleich mit dem Stein mancherlei Vorteile, aber auch erhebliche Nachteile. Zu den ersteren sind zu rechnen: die geringere Konstruktionshöhe, welche das Eisen erfordert, die Ausführbarkeit gröfserer Spannweiten und in vielen Fällen eine nicht unbedeutende Ersparnis an Baukosten. Nachteile bestehen dagegen in der kürzeren Dauer der Bauwerke mit eisernem Oberbau, in den gröfseren Unterhaltungskosten derselben und darin, dafs ein wasserdichter Anschlufs zwischen den Eisenkonstruktionen und den benachbarten Strecken noch schwieriger herzustellen ist, als bei massiven Bauwerken. — Es wird sowohl Gufseisen, wie Schweifseisen zu den Aquadukten verwendet, von Stahlkonstruktionen ist dem Verfasser Nichts bekannt.

Bei gufseisernen Aquadukten mit kleinem, geschlossenen Profil liegt die Wahl eines kreisförmigen Querschnitts nahe. Unter Anwendung von Flantschenverbindungen hat man mit eisernen Röhren bereits Öffnungen von reichlich 10 m überspannt. Für gröfsere Weiten ist eine Verstärkung derselben durch Konsolen, Hängewerke und dergl. ohne Schwierigkeit auszuführen. Gegen Frost schützt man die Röhren nötigenfalls durch einen hölzernen Mantel und füllt den Zwischenraum zwischen beiden mit Sägespähnen oder einem ähnlichen Material aus.

---

[8]) Litteratur. Gufseiserne Aquadukt-Brücken. Humber. The water supply of cities and towns. 1870, Pl. 29 u. 35. — Der Wissahickon Aquadukt. Ann. des ponts et chaussées. 1872. 2. Sem. S. 176; auch Engng. 1871. Mai, S. 348.

Gufseiserne Kanalbrücken. Hagen. Wasserbaukunst. 2. Teil. 3. Bd. Taf. LXXVII. — Brücke über den Flufs Calder. Allg. Bauz. 1858, Bl. 212. — Malézieux. Cours de navigation intérieure (École des ponts et chaussées. 18$^{75}/_{76}$). Pl. 79.

Aquadukt-Brücken von Walzeisen. Aquadukt über einen Eisenbahneinschnitt. Nouv. ann. de la constr. 1857, S. 124. — Humber a. a. O. — Alb-Aquadukt bei Knielingen. Karlsruhe. Sammlung ausgeführter Ingenieur-Konstruktionen. — Aquadukt der Wasserleitung der Vanne. Rziha. EisenbahnUnter- und -Oberbau (Wien 1877, S. 333). — Aquadukt in einer Abzweigung des Verdon-Kanals. Ann. des ponts et chaussées. 1881. 2. Sem. S. 67.

Kanalbrücken von Walzeisen. Kanalbrücke des Saar-Kohlen-Kanals über die Alb. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1880, S. 464; auch Malézieux a. a. O. Pl. 81. — Kanalbrücke bei Hoverud. v. Weber. Wasserstrafsen Nord-Europas (Leipzig 1881) S. 379. — Kanalbrücke bei der hydraulischen Schleuse von Fontinettes. Guillemain. Rivières et canaux. Paris 1885. II. S. 546.

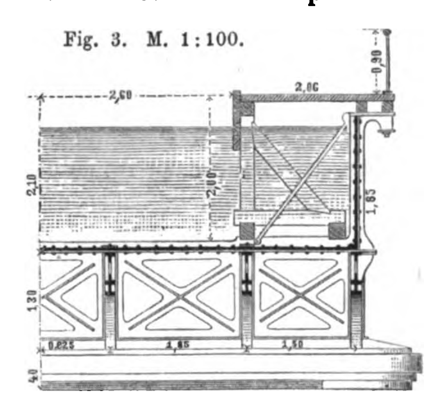
F. 5 zeigt einen für die Wasserleitung von Aberdeen ausgeführten, unter einer Brücke befindlichen Aquadukt. Die Röhren desselben haben 0,915 m Lichtweite, die Schraubbolzen der Flantschenverbindungen 44 mm Stärke. Derartige Verbindungen sind jedoch nur für die beiden mittleren Stöße angeordnet, in der Nähe der Widerlager befinden sich Muffenverbindungen.

F. 7 stellt den mit Eisenarmierung versehenen Röhren-Aquadukt von Fairmount dar, welcher für die Wasserleitung von Philadelphia ausgeführt ist und 24 m Spannweite hat. Die Zeichnung bedarf einer besonderen Erläuterung nicht. — In ähnlicher Weise ist der Wissahickon-Aquadukt derselben Wasserleitung (Spannweite 50,5 m) konstruiert. Die mit 4,27 m Achsenabstand und paarweise angeordneten Röhren der letzteren haben 0,5 m Durchmesser und je 8,96 m Länge. Die Armierung ist parabelförmig, sodafs das Ganze einem Fischbauchträger gleicht. Wegen der Einzelheiten mufs auf die Quelle (s. Anmerk. 8) verwiesen werden.

Für die Wasserwerke von Glasgow ist ein Röhren-Aquadukt von 14 m Spannweite erbaut, bei welchem zur Unterstützung der Röhren gufseiserne Konsolen verwendet sind.

Auch Kanalbrücken hat man früher nicht selten aus Gufseisen hergestellt und zwar mit bedeutenden Spannweiten; das älteste derartige Bauwerk, welches Hagen erwähnt, ist im Jahre 1796 erbaut. Gewöhnlich wurden rechteckige Querschnitte von solcher Breite gewählt, dafs der Leinpfad und der Fufspfad zwischen den Seitenwänden Platz fanden wie Fig. 3 zeigt. Diese Figur ist der halbe Querschnitt der Kanalbrücke von Barberey im Kanal der oberen Seine, ausgeführt 1843. Das aus Platten zusammengesetzte Kanalbett ruht auf sechs gufseisernen, kräftig versteiften Bogenträgern. Die Weite der Öffnungen beträgt 8,4 m. Die im vorliegenden Falle gewählte Anordnung des Leinpfads bringt zwar eine Vermehrung der Wasserlast und infolge dessen eine Steigerung der Baukosten mit sich, dieselbe ist aber für den Betrieb sehr vorteilhaft, weil die Schiffswiderstände schon bei einer mäfsigen Vergröfserung des Wasserprofils erheblich geringer werden.

Fig. 3. M. 1:100.



Die gufseisernen Kanalbrücken haben heutzutage nur noch ein historisches Interesse, wegen ihrer Einzelheiten ist namentlich Hagens Wasserbaukunst, II. Teil, 3. Band zu vergleichen.

Über Wasserleitungsbrücken aus Schweifseisen ist wenig zu bemerken. Bei kleineren Dimensionen empfiehlt sich für dieselben die Wahl einer Blechkonstruktion und eines geschlossenen, rechteckigen Querschnitts. Ein Beispiel zeigt F. 10 (Teil des für die Wasserleitung von Glasgow ausgeführten Culegarton-Aquadukts). Eigentümlich ist hier die Füllung des ganzen Querschnitts mit Wasser, eine Anordnung, welche der Dauer des Bauwerks förderlich sein dürfte. Falls bei gröfseren Abmessungen des Querschnitts der Aquadukt ohne Decke ausgeführt wird, so ist doch mindestens eine Querverbindung zwischen beiden Seitenträgern des Bauwerks anzuordnen, vergl. F. 11ᵃ.

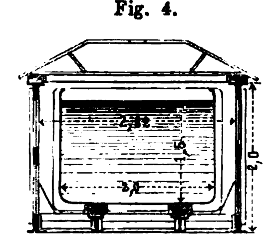
Selbst bei Kanalbrücken lassen sich Querverbindungen herstellen, falls man sie hoch genug legt, wie beispielsweise bei der nach der hydraulischen Schleuse von Anderton führenden Brücke geschehen ist (vergl. T. III der 2. Abteilung des Wasserbaues, 2. Aufl. F. 3ᵃ). Man hat indessen dergleichen Brücken nicht selten auch ohne obere Querverbindungen ausgeführt. Bei einer Kanalbrücke unfern Saaralb (T. XXV, F. 8) dienen starke Blechträger einerseits als Seitenwände des Kanalbettes und andererseits zur Unterstützung der von Konsolen getragenen Pfade, sodafs die seitlich wirkenden Wasserpressungen in der unteren Hälfte der Blechträger zum Teil durch die entgegengesetzt

gerichteten Horizontalkräfte aufgehoben werden, welche von den Konsolen ausgehen. Der Boden des Kanalbettes ruht auf Querträgern, welche zwischen die Hauptträger eingespannt sind. Eine derartige Einspannung der Querträger veranlafst jedoch erhebliche Sekundärspannungen und dementsprechend auch eine starke Inanspruchnahme der Niete; hieraus erklärt es sich wohl — wenigstens zum Teil —, dafs für Erneuerung derselben bei dem bezeichneten Bauwerke bedeutende Kosten aufzuwenden sind.

Eine ähnliche Konstruktion zeigt F. 6: Querschnitt einer Kanalbrücke von 20,8 m Stützweite, welche im Anschlufs an die hydraulische Schleuse von Fontinettes ausgeführt ist. Bei diesem Bauwerke ist durch eine verhältnismäfsig bedeutende Höhe der Hauptträger (etwa 3,5 m) die Anbringung von Versteifungen unterhalb der Querträger ermöglicht, sodafs der seitwärts gerichtete Wasserdruck teilweise indirekt aufgehoben wird.

Bei gröfseren Spannweiten ist es jedenfalls vorteilhaft, statt der Blechträger gegliederte Balkenträger herzustellen. Dafs hierbei die Träger nicht gleichzeitig die Seitenwandungen des Kanalbettes bilden können, scheint eher ein Vorteil als ein Nachteil zu sein, zum wenigsten in Bezug auf Unterhaltung und Dauer des Bauwerks. Für die Böden und die Seitenwände kann Anwendung von Holz in Frage kommen. Eine gröfsere derartige Ausführung erwähnt Malézieux, vergl. Anmerk. 7. Ein kleineres, in angegebener Art konstruiertes und nach Ansicht des Verfassers beachtenswertes Bauwerk ist in F. 11 dargestellt. Ferner ist hier ein 30 m weit gespannter Aquadukt der Vanne-Leitung zu erwähnen, dessen Querschnitt in Fig. 4 gegeben ist. Die Träger desselben haben weitmaschiges, mit Vertikalen versteiftes Gitterwerk.

Fig. 4.



Eine Kanalbrücke mit geschlossenem Profil hat Schweden aufzuweisen. Dieselbe führt den Dalsland-Kanal bei Hoverud über den Katarakt, den der Ausflufs der Lax- und Lelangen-Seen in der Wettersee bei jenem Orte bildet und besteht aus einem ellyptisch profilierten, aus Eisenblech mit starker T- und Winkeleisenverrippung hergestellten Träger, dessen Höhlung von 3,8 m lichter Weite den Kanal enthält. Er ruht mit einer Spannweite von 36 m rechts und links vom Katarakt auf dem Felsenbankett, in welchem der Kanal an beiden Ufern des wilden Flusses hingeführt ist und befindet sich 8 m über dem Hochwasser desselben.

Die Herstellung eines wasserdichten Anschlusses zwischen der infolge von Temperaturveränderungen sich fortwährend bewegenden Eisenkonstruktion und den festen Teilen der Aquadukt- und Kanalbrücken stöfst namentlich dann auf Schwierigkeiten, wenn nicht, wie es bei kleineren Bauwerken ausführbar ist, der Anschlufs durch besondere Kammern vermittelt wird, deren eine zugleich als Ablafskammer bei Entleerung der Leitung benutzt werden kann, s. F. 5$^{a\text{ u. }b}$. — Für gröfsere Bauwerke hat man bislang die in F. 8^{a} und 9 dargestellte Konstruktion, aus einem wellenförmig profilierten und einerseits an der Eisenkonstruktion, andererseits am Mauerwerk wasserdicht befestigten Streifen von Kupferblech bestehend, für die beste gehalten. Auf die Dauer scheint sich dieselbe aber nicht bewährt zu haben. Bei der Kanalbrücke im Saar-Kohlen-Kanal hat man sie beseitigt und dafür eine stopfbüchsenartige Dichtung unter Anwendung von geteertem Werg hergestellt. — Zweckmäfsig scheint der in F. 10^{d} dargestellte Anschlufs zu sein. Derselbe bewirkt die Verbindung des Culegarton-Aquadukts mit dem benachbarten Teile der Wasserleitung für Glasgow, welcher aus einem gufseisernen, auf massivem Unterbau ruhenden, oben offenen Kasten besteht, vergl. F. 10$^{a\text{ u. }b}$. Der Boden ist ohne weiteres mittels einer Gummieinlage gedichtet, während an den Seiten aufser einer

solchen noch Holzstücke eingelegt sind, um das Gummi mit Hilfe von Keilen fest an die Seitenwandungen pressen zu können.

Über die Bau- und die Unterhaltungskosten der eisernen Aquadukte liegen dem Verfasser nur spärliche Nachrichten vor:

Die Eisenkonstruktion eines Aquadukts, welcher eine Wasserleitung über einen Einschnitt der Bahn von St. Rambert nach Grenoble führt, (Blechkonstruktion mit geschlossenem rechteckigen Querschnitt, letzterer im Lichten 0,58 m weit und 0,98 m hoch, Blechdicke 0,01 m, Spannweite 20,4 m), wiegt 323 kg f. d. lf. m, das kg ist mit 0,80 M. angesetzt.

Der Überbau der Kanalbrücke bei Saaralb (F. 8) hat einschliefslich des Leinpfads 76200 M. gekostet. Das (veranschlagte) Gewicht des Eisenwerks beläuft sich auf 2678 kg f. d. lf. m, dasjenige der kleinen Gewölbe unter dem Leinpfade u. s. w. auf 1536 kg. — Die Unterhaltungskosten dieses Bauwerkes sind mitunter recht bedeutend gewesen. In den Jahren 1876, 1877, 1878, 1879 wurden für die gesamte Unterhaltung bezw. 3640, 600, 2500, 4260 M. verausgabt. Hierin sind jedoch namhafte Ergänzungsarbeiten, sowie die Unterhaltung des Mauerwerks, welche jährlich und durchschnittlich etwa 250 M. gekostet hat, einbegriffen, auch haben strenge Winter eine ungewöhnliche Unterhaltungslast zur Folge gehabt.

§ 6. Brücken für Druckleitungen und Verwandtes. — Zu Anfang dieses Kapitels ist bereits darauf hingewiesen, dafs bei der Anlage von Wasserleitungen die Überschreitung von Thälern u. dergl. auch unter Verzicht auf das natürliche Wassergefälle, somit unter Anwendung von Druckleitungen bewerkstelligt werden kann. Die betreffenden und mit den eigentlichen Aquadukt-Brücken konkurrierenden Anordnungen stimmen darin miteinander überein, dafs die Leitung mit natürlichem Gefälle an einer geeigneten Stelle in eine Druckleitung übergeht und dafs die letztere an dem einen Abhange des zu überschreitenden Thals auf eine gewisse Erstreckung hinunter und an dem anderen Abhange wieder in die Höhe geführt wird. Unterschiede ergeben sich bei Überschreitung des in der Thalsohle befindlichen Wasserlaufes, indem das Druckrohr

1. unter demselben hindurch geführt,
2. über denselben bogenförmig hinweggeleitet und
3. auf eine Brücke gelagert denselben überschreiten kann.*)

Im ersten Falle entsteht eine sog. Thalleitung (Siphon). Die Besprechung derselben gehört indessen dem Wasserbau an, s. Kap. III des dritten Bandes dieses Handbuchs (2. Aufl.). Hier soll nur bemerkt werden, dafs ihre Baukosten gewöhnlich geringer als diejenigen der Aquadukt-Brücken ausfallen, sobald das Thal sowohl eine ansehnliche Weite, wie eine bedeutende Höhe hat, dagegen haben jene den Vorteil, dafs ihre Betriebssicherheit gröfser ist und dafs ihre Ergiebigkeit leichter gesteigert werden kann.

Der zweite Fall wird sich namentlich dann zur Ausführung empfehlen, wenn man das Rohr an eine vorhandene Brücke anlehnen kann. Falls hierbei der Scheitel

*) Bogenförmige Überleitungen: Ann. des ponts et chaussées. 1850. 2. Sem. S. 442. (Stichbogenbrücke von 30 m Spannweite zur Unterstützung eines Druckrohrs). — Ann. des ponts et chaussées. 1863. 2. Sem. S. 176 (Überleitung über den Rock-Creek). — Engineer. 1871. Mai, S. 322 (Überleitung für Gasröhren). — Ann. des ponts et chaussées. 1880. 2. Sem. S. 72, auch Nouv. ann. de la constr. 1880, S. 119 (Überleitung über den Kanal St. Martin).

Thalleitungen (Siphons), deren mittlere Teile auf Brücken gelagert sind: Ann. des ponts et chaussées. 1863. 2. Sem. S. 143 (Harlem-Brücke). — Humber. The water supply of cities and towns (London 1870) Bl. 35.

Gewöhnliche Druckleitungen in Verbindung mit Brücken: Revue de l'architecture. 1865, Pl. 35. — Belle-Alliance-Brücke in Berlin. Deutsche Bauz. 1876, S. 451. — Salbach. Das Dresdener Wasserwerk. Bl. XVII. — Picard. Alimentation du canal de la Marne au Rhin (Paris 1880), S. 150. — Steg mit Rohrleitung. Zeitschr. f. Baukunde. 1884, S. 435 (Klett. Wasserversorgung der Stadt Cannstatt).



des bogenförmig geleiteten Rohres sich über die Linie des natürlichen Gefälles der Wasserleitung erhebt, so sind besondere Vorkehrungen zu treffen, um die im Scheitel sich ansammelnde Luft zu entfernen.

Für gewöhnliche Wasserleitungen ist eine derartige Anordnung bis jetzt nicht ausgeführt; verwandt ist die in Nachstehendem beschriebene. — Es handelte sich darum, in Paris das städtische Schmutzwasser von einer Seite des Kanals St. Martin zur anderen zu leiten. Hierzu dient ein gufseisernes, gebogenes Rohr, welches beiderseits an die städtischen Entwässerungskanäle angeschlossen ist. Dasselbe ist halbkreisförmig mit 18 m Radius gekrümmt, lehnt sich an die Arsenalbrücke, die den Kanal mit einer Öffnung überspannt, und umgürtet die Gewölbestirnen derselben. Es entstand somit eine heberartige Einrichtung. Zum Ansaugen des Hebers und zur Beseitigung der in seinem Scheitel sich ansammelnden Gase sind daselbst drei von der städtischen Wasserleitung gespeiste Injektoren *(trompes)* eingeführt. Wenn der Heber in Thätigkeit ist, so braucht nur einer derselben in Wirksamkeit zu sein. Der Verbrauch an Leitungswasser beträgt täglich 300 bis 350 cbm.

Ferner mögen hier die bogenförmig gestalteten Überleitungen erwähnt werden, welche im Anschlufs an die Druckleitungen der Wasserversorgung der Stadt New-York hergestellt sind. Die gröfste derselben ist die Leitung über den Rock Creek, sie hat 60,96 m Spannweite. Die gufseisernen, 1,22 m im Durchmesser haltenden Leitungsrohre sind bei diesem Bauwerke paarweise und in einem Abstande von 5,18 m angeordnet, sie bilden die Bogenträger einer Stichbogenbrücke und stützen eine Brückenbahn von 8 m Breite. Die Rohre sind durch ein 17 cm starkes Holzfutter versteift. Dies Bauwerk besteht seit dem Jahre 1859 und soll sich bewährt haben.

In dem dritten der oben erwähnten Fälle werden die Druckrohre ohne weiteres auf eine Brücke gewöhnlicher Konstruktion gelagert oder auch (bei kleinen Öffnungsweiten) direkt durch Pfeiler unterstützt. Derartige Ausführungen findet man u. a. in der Wasserleitung für Aberdeen und in der Wasserleitung für New-York (Brücke über den Harlem-Flufs).

Bei den hier erwähnten Ausführungen findet man bald ein Rohr, bald deren zwei angewendet. Zwei Rohre bringen eine gröfsere Betriebssicherheit mit sich, erfordern aber einen erheblich höheren Aufwand. Wegen sonstiger Einzelheiten der im Vorstehenden erwähnten Bauwerke mufs auf die Litteratur verwiesen werden.

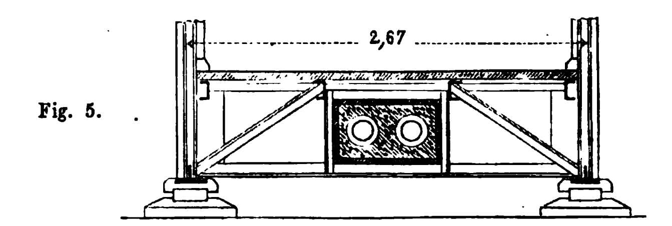
Ob in einem gegebenen Falle eine Wasserleitungsbrücke mit natürlichem Gefälle oder eine der besprochenen Anordnungen den Vorzug verdient, kann nur auf Grund sorgfältiger Voruntersuchungen und vergleichender Kostenanschläge entschieden werden. Aufser den Baukosten sind auch die Unterhaltungskosten, die Schwierigkeit der Unterhaltung, die Betriebssicherheit u. s. w. zu berücksichtigen, nicht minder auch der Umstand, dafs Druckleitungen in der Regel länger ausfallen, als Leitungen mit offenem Wasserspiegel und schon deshalb mehr Gefälle verzehren, als diese. Ein nicht geringer Übelstand der Druckleitungen besteht ferner darin, dafs ihre Ergiebigkeit eine ziemlich eng begrenzte ist, wohingegen bei Aquadukt-Brücken durch Steigerung der Wassertiefe sofort eine gröfsere Ergiebigkeit erzielt werden kann.

Im Anschlufs hieran ist der Führung von Druckrohren städtischer Wasserversorgungen und von Gasrohren über Strafsen- und Eisenbahnbrücken zu gedenken. Hierbei entsteht durch beschränkte Höhenabmessungen u. s. w. eine Reihe verschiedenartiger Anordnungen und es müssen nicht selten Konstruktionen aus Schweifseisen an Stelle

der Gufsrohre treten. Den bezüglichen Gestaltungen kann eine ausführliche Besprechung nicht gewidmet werden, zwei Beispiele mögen jedoch Platz finden.

Die steinerne Belle-Alliance-Brücke in Berlin wird zur Überführung von sechs platten Gasrohren von je 1,20 m Breite und zwei Rohren der Wasserleitung benutzt; bei mangelnder Höhe dringen die Rohre in die Wölbstärke beträchtlich ein und zwar soweit, dafs an den am meisten geschwächten Stellen nur 63 bezw. 38 cm Wölbstärke verblieben sind, der hierdurch entstehende Ausfall an Tragfähigkeit ist durch Rippen neben den Einschnitten wieder eingebracht worden, deren Wölbstärke $3^1/_2$ Stein beträgt.

Fig. 5.



Die Vereinigung von Druckrohren mit einem eisernen, bei Cannstadt über den Neckar erbauten Stege zeigt Fig. 5. Die je 150 mm weiten Druckrohre sind zum Schutz gegen Hitze und Kälte zuerst geteert, mit Papier umwickelt und wieder geteert. Nachdem sodann Korkstücke angebracht und mit nassen Leinwandbinden fest umwickelt waren, wurde wieder ein zweimaliger Teeranstrich vorgenommen. Die Rohrleitung liegt auf Rollen und in einem mit Schlacken angefüllten Holzkasten. — Die Verbindung der horizontalen Rohrstränge mit senkrechten Leitungen an beiden Uferseiten geschieht in Rücksicht auf die Wirkungen der Temperatur durch gebogene Rohrstücke aus Kupfer.

VI. Kapitel.

Die Kunstformen des Brückenbaues.

Bearbeitet von

R. Baumeister,

Oberbaurat und Professor an der technischen Hochschule in Karlsruhe.

(Hierzu Tafel XXVI bis XXVIII und 25 Holzschnitte.)

A. Ästhetische Beziehungen im allgemeinen.

§ 1. Verhältnis zwischen Technik und Kunst. Das vorliegende Kapitel macht die Voraussetzung, dafs Brücken nebst einigen verwandten Werken des Ingenieurwesens, als Stützmauern, Tunnelportalen, neben wissenschaftlicher Behandlung einer künstlerischen Auffassung unterworfen werden können und sollen. Bekanntlich belegt man diese Bauten aus Stein, Holz, Eisen auch nach altem Sprachgebrauch mit dem Namen Kunstbauten, während die einfachen Formen von Erdarbeiten, Faschinenwerken u. dergl. lediglich und völlig durch die Rücksichten der Stabilität und Billigkeit bestimmt werden. Wir machen somit den Brückenbau zu einem Teile der Baukunst im weiteren Sinne und suchen aus deren allgemeinen Prinzipien eine eigentümliche Grundlage zum Entwerfen und Beurteilen von Brücken zu gewinnen, eine architektonische Formenlehre. Dieselbe steht zur Konstruktionslehre in demselben Verhältnis, wie in anderen Zweigen des Bauwesens und der Industrie: während das Ziel der Baukonstruktionslehre wissenschaftliche Tadellosigkeit in allen materiellen Rücksichten ist, besteht dasjenige der Kunstformenlehre in ästhetischer Befriedigung, d. h. Schönheit.

Es ist hier nicht der Ort, die Einwände zu beleuchten, welche von verschiedenen Standpunkten aus gegen die Berechtigung der Kunst im Ingenieurwesen erhoben werden und in manchen modernen Bauwerken praktisch durchgeführt sind, indem denselben neben der sorgfältigsten Technik jeder Anspruch auf schöne Wirkung abgeht. Daraus aber, dafs die ästhetische Auffassung von Brückenbauten im Publikum mehr und mehr verlangt, und ihre Unterlassung, wo sie geschehen, vielfach getadelt wird, dafs für Brücken in Städten, von nationaler Bedeutung häufig Mittel für eine Ausstattung bewilligt werden, welche über die technische Notdurft hinausgeht, läfst sich ein Fortschritt des Kunstsinnes erkennen, welcher zu demjenigen in verwandten Gebieten parallel läuft. Gleichzeitig wird freilich auch Kostenersparnis immer stärker als das oberste Gesetz im Bauwesen betont, und deshalb jede Rücksicht auf Schönheit grundsätzlich verbannt, weil

sie angeblich stets Geld kostet. Aber richtig verstanden, stehen beide Forderungen nicht in völligem Gegensatz. Denn wenn allerdings solche Bauteile und Formen, welche lediglich Schmuck oder Verzierung abgeben, einen sog. ästhetischen Überflufs bilden, und vom Nützlichkeits-Standpunkt aus erspart werden können, so giebt es doch schon in den bei der strengsten Sparsamkeit notwendigen Konstruktionsteilen und Arbeiten sehr oft Gelegenheit zur Übung des Geschmackes. Kein Bauwerk entbehrt ganz einer gewissen Freiheit in den allgemeinen Verhältnissen, in der Auswahl und Bearbeitung des Materials, in der Bestimmung von Spannweiten und Pfeilerdicken, in der Färbung u. s. w. ohne damit nachweislich mit dem Kostenanschlag in Berührung zu kommen, wie ja selbst den geringfügigsten Gegenständen industriellen Schaffens neben der materiell notwendigen Formbildung auch ein gewisser Spielraum zu Gunsten freier Kunstübung zukommt. Wo aber Freiheit ist, da kann auch die zu wählende Form schön oder unpassend werden, einen gewissen Charakter tragen oder gleichgiltig lassen. Für diese Art von Schönheit gilt der Satz: Geschmack kostet nichts.

Es mufs zugegeben werden, dafs im allgemeinen bei Brücken mehr als bei Hochbauten die Formen eines Entwurfs durch wissenschaftliche Regeln und Rechnungen aus den lokalen Verhältnissen abgeleitet werden. Die eben erwähnte ästhetische Freiheit ist daher meistens in engere Grenzen eingeschlossen, namentlich bei Eisenkonstruktionen, und es besteht eine strengere, nachweisbare Sonderung zwischen den statisch notwendigen Massen und den behufs reicherer Ausstattung gewählten Zuthaten. Aber es wäre ein ganz oberflächliches Verfahren, deshalb die Gesamterscheinung des Baues ästhetisch zu vernachlässigen und ihr nur etliche ornamentale Versuche äufserlich anzuhängen. Dann dürfte der Ingenieur jeden Anspruch auf Erkenntnis und Übung des Schönen von vornherein aufgeben und seinen nackten Entwurf etwa einem Architekten überliefern, damit derselbe, so gut wie möglich, den Nutzbau in einen Kunstbau verwandele. Eine solche mechanische Teilung der Arbeit könnte nur zufällig den Ansprüchen der Ästhetik auf organische Einheit des Bauwerks, auf gesetzmäfsige Ableitung der Verzierungen aus der Konstruktion, auf charakteristische Formgebung der verschiedenen Baumaterialien und Bauzwecke genügen. Wenn der Ingenieur nicht durch eigene Studien in den Stand gesetzt ist, die bei seinen Werken vorkommenden künstlerischen Aufgaben vollständig zu lösen, so sollte er doch mindestens soviel Liebe und Verständnis für die Sache haben, um die Grundzüge eines Baues künstlerisch abzuwägen und vorzubereiten, und dann nötigenfalls mit Hilfe eines Architekten ins Einzelne auszuarbeiten. Unseres Erachtens geht diese Forderung bei den im ganzen einfachen Fragen des Brückenbaues nicht zu weit, und die nachfolgenden Paragraphen wollen deshalb versuchen, die hauptsächlichen künstlerischen Momente bei Brücken systematisch zu entwickeln.[1])

§ 2. Ausbildung des Bauzweckes. Die erste Aufgabe der Baukunst besteht darin, die Bestimmung des Baues aus einem höheren Gesichtspunkt als dem gemeiner Zweckmäfsigkeit aufzufassen und die gewonnenen idealen Beziehungen in der Formgebung zu charakterisieren. Die Bestimmung einer Brücke als öffentlicher Übergang,

[1]) In ausführlicherer Weise erstrebt dieses Ziel des Verfassers Architektonische Formenlehre für Ingenieure. Stuttgart 1866. Auf dieses Werk wird hier ein für alle Mal, zugleich als eine Sammlung zahlreicher charakteristischer Abbildungen von ganzen Brücken und von Einzelheiten, verwiesen. Dagegen wird im vorliegenden Kapitel die Formbildung der architektonischen Elemente, als Gesimsprofile, Säulen, Wandpfeiler u. s. w. als bekannt vorausgesetzt, und es wird nur gelegentlich, wo der Brückenbau besondere Rücksichten fordert, darauf eingegangen.



ja als Völkerstrafse, die Frequenz und Geschwindigkeit des Verkehrs, ferner die Lage in einer Stadt, im Freien oder vor einer abwehrenden Festung, dann die Eindrücke umgebender Gebäude und Naturbilder sind Motive, aus welchen die Dimensionen der ersten technischen Skizze näher bestimmt, event. verändert und neue Elemente zur Ausschmückung hinzugefügt werden. Selbstverständlich soll die künstlerische Formgebung nicht der technischen widersprechen, da beide auf einem und demselben Bauzwecke beruhen. Wie aber gegen diese Forderung der Wahrheit im Hochbau und in der Kunstindustrie oft genug gesündigt wird, um Spielerei oder Scheinluxus zu treiben, so fehlt es auch im Brückenbau nicht ganz an Verstöfsen, z. B. hölzerne Sprengwerke mittels Verschalung und Anstrich als steinerne Gewölbe maskiert, oder eiserne Horizontalträger als Bogenkonstruktion verblendet[2]), ein Fufssteg zum Modell eines römischen Aquaduktes gemacht, die Dekoration einer Brückentragwand als Tempel, welcher nun in der Luft schwebt, statt auf dem Boden zu stehen.[3]) Öfter noch sind Gegensätze zwischen der architektonischen Gesamthaltung einer Brücke und ihrer Umgebung zu beklagen, z. B. magere Struktur zwischen Festungswerken, glatte geleckte Formen in romantischer Gegend, oder umgekehrt plumpe Behandlung in einem eleganten städtischen Quartier.

Hinsichtlich der allgemeinen Mafsverhältnisse ist eine Brückenfaçade in den meisten Fällen symmetrisch und entsteht dadurch der Eindruck von Würde und Klarheit. Es können jedoch auch ganz entschiedene Abweichungen von der Symmetrie ohne Verletzung der Schönheit vorkommen, wo die natürliche Terrainbildung unregelmäfsig ist und die Brücke gerade durch ihr Anschmiegen an dieselbe ihre Bestimmung: über ein wildes oder ungleichartiges Thal den regelmäfsigen menschlichen Verkehr zu führen, klar vor Augen stellt. So mögen die Höhen der Pfeiler eines Viaduktes, oder die Spannweiten eines Überganges über einen Strom mit Überschwemmungsgebiet ungleich verteilt sein: wenn nur die Veranlassung deutlich ist, so bleibt der Eindruck glücklich. Ist jene aber so gesucht, dafs sie durch die Mittel der Technik leicht überwunden werden könnte, oder durch Wasser versteckt (wie an der Eisenbahnbrücke über den Rheinfall bei Schaffhausen), so findet der uneingeweihte Beobachter die Unsymmetrie unschön. Zugleich ist zu fordern, dafs erhebliche Unterschiede in den Lokalverhältnissen auch im Bauwerk deutlich abgesondert werden; zu diesem Zweck werden eine Strombrücke und die zugehörigen Flutöffnungen, ferner verschieden gestaltete Abteilungen eines Viaduktes durch starke selbständige Mauerkörper (Widerlagspfeiler) von einander getrennt und je für sich selbständig und symmetrisch ausgebildet (T. VIII, F. 1; T. XXVII, F. 1, 5, 10). Wird dies Mittel unterlassen und nach blofs technischer Zweckmäfsigkeit eingeteilt, so ist der Eindruck unklar und unerfreulich.

Das gleiche Hilfsmittel dient auch, um an sehr langen Brücken, namentlich an Viadukten mit zahllosen Öffnungen dem ästhetischen Gesetz der Einheit in der Mannigfaltigkeit zu genügen: Teilung des Bauwerks in Gruppen von etwa fünf bis neun Öffnungen, zwischen welche jeweils ein stärkerer Pfeiler (Gruppenpfeiler) gestellt wird (T. VIII, F. 24; T. XXVIII, F. 7 u. 10).

Für den ästhetischen Eindruck ist ferner das Verhältnis zwischen den Höhen des Unterbaues und Überbaues, zwischen Pfeilerhöhen und Dicken, von Sockel und Hauptgesims zur ganzen Mauer, von der Höhe der Steinschichten zur Mauerhöhe sehr wichtig. Soweit nicht die technische Notwendigkeit darüber schon vollständig entschieden hat,

---

[2]) Strafsenunterführung am Praterstern in Wien.

[3]) Kanalbrücke über den Flufs Calder.



begegnet am ganzen Bauwerk wie an einzelnen Teilen immer wieder die Aufgabe, solche Verhältnisse festzusetzen. Wählen wir z. B. an einem Fachwerksträger die Höhe der Gurtungen bedeutend zur Höhe der Maschen, so erscheint der Träger kräftig, schwer, im entgegengesetzten Falle zierlich und leicht. Übertrifft die Höhe des Überbaues einer Brücke diejenige der Pfeiler, so erhält man den Eindruck des schweren Gewichtes und legt demselben gröfseren Wert bei. An einem hohen Viadukt hält man im Gegenteil die Pfeiler für die Hauptsache, die Ausführung des in den Massen geringeren Überbaues für eine leichte Sache und deshalb seine Bestimmung für unwichtiger. Je gröfser die Höhe eines krönenden Gesimses im Verhältnis zur ganzen Mauerhöhe gewählt wird, desto schwerer scheint die Belastung der letzteren und des ganzen Baues.

Ein wechselnder Wasserstand entzieht die Pfeiler einer Brücke mehr oder weniger dem Auge, und beeinträchtigt daher sowohl die Gliederung der Pfeiler selbst als das Verhältnis zwischen ihnen und dem Überbau. Um nun den richtigen Eindruck nicht allzulange zu entbehren, empfiehlt sich ein hohes Fundament, in Stufen oder als Steinwurf, oder zwischen senkrechten Wänden, gleichsam eine künstliche Insel (T. XXVI, F. 6 u. 8; T. XXVII, F. 4; T. XXVIII, F. 2), welche mindestens die Höhe des Niederwassers erreicht, und oberhalb deren erst die eigentlich architektonische Gliederung beginnt. Zugleich wird dadurch auch ästhetisch an Stabilität gewonnen, während bekanntlich andererseits die Einengung des Flufsprofils technisch ihre Grenzen hat.

Der Wunsch, die Bedeutung einer Brücke zu steigern, hat ferner oft veranlafst, ihre Bahn von beiden Ufern gegen die Flufsmitte ansteigen zu lassen und dadurch dem Überbau mehr ästhetisches Gewicht, zugleich eine scheinbar gröfsere Tragfähigkeit (als leicht geschwungener Bogen) zu erteilen, sowie die optische Täuschung zu vermeiden, wonach eine lange wagrechte Bahn in der Mitte eingesunken erscheint. Aufserdem liegt bekanntlich zuweilen der technische Grund unter, den Überbau wenigstens in der Mitte des Flusses mehr dem Hochwasser zu entziehen, während andererseits ebenfalls technische Rücksichten auf den Verkehr, namentlich bei Eisenbahnen, dieses Verfahren in gelindere Steigungsverhältnisse einschränken, als es an älteren Brücken vielfach geübt worden ist. Die Grundform einer solchen Überhöhung wäre eine stetige Kurve über die gesamte Flufsbreite, sowohl für eine Brücke mit nur *einer* Öffnung, als für eine solche mit *mehreren*, so an vielen Brücken in London, Paris, Hamburg. Leichter ausführbar ist gewöhnlich ein Polygon, wie an der Wandrahmsbrücke in Hamburg (T. XXVIII, F. 8) mit sechsfach gebrochener Bahnlinie, oder mit einem Bruchpunkt über jedem Pfeiler. Ferner kann das mittlere Drittel der Brücke horizontal, die seitlichen Drittel geradlinig ansteigend angelegt werden, wie an der Albert-Brücke in Dresden (T. XXVII, F. 1), an der Brücke über die Zollelbe in Magdeburg (T. XXVII, F. 11), an der alten Heidelberger Brücke u. a. Es ist dabei zu empfehlen, den drei Teilen ungefähr gleiche Längen zu geben, um sich jener idealen Kurve zu nähern, wie die genannten Beispiele zeigen. Kurze, steile Ansteigungen von den Ufern zu einer langen Horizontalstrecke sehen unbequem aus, ebenso ein kurzes horizontales Mittelstück zwischen langen Gefällen, um so mehr als beides schon technisch verbesserungsfähig ist. Ein Sattel aus zwei geraden Linien kann über *einer* Öffnung natürlich und gefällig erscheinen (Ponte Rialto in Venedig, Fleischerbrücke in Nürnberg), an einer Brücke mit *mehreren* Öffnungen nicht mehr.

Ein ähnliches Hilfsmittel besteht in der Vergröfserung der Spannweiten von den beiden Ufern gegen die Mitte, namentlich wenn dasselbe gleichzeitig mit einer Überhöhung der Brückenbahn angewendet wird. An Bogenbrücken kann man dadurch bei allen Öffnungen ein gleiches Verhältnis zwischen Spannweite und Pfeilhöhe erreichen,

oder sämtliche Bogenanfänge und sämtliche Bogenscheitel in stetige Linien bringen, etwa die Bogenanfänge in eine Horizontale, die Bogenscheitel in einen Kreisbogen. Solches ist z. B. in T. XXVIII, F. 8 geschehen, während die Brücke T. XXVII, F. 1 das Verfahren in den beiden äufseren Dritteln angewendet hat.[4]) Beide Beispiele zeigen zugleich den Unterschied, ob in die Brückenmitte eine Öffnung oder ein Pfeiler fällt. Jenes ist gleichsam ein verkleinertes Symbol der Grundbestimmung jeder Brücke, ein Thal zu überdecken; ein Pfeiler in der Mitte stellt sich dagegen mehr als fester Punkt, als Insel im Flufs dar. In ästhetischer Beziehung ist daher in der Regel einer ungeraden Anzahl von Öffnungen der Vorzug zu geben, andernfalls der Pfeiler in der Mitte durch Dimensionen und Schmuck besonders hervorzuheben.

Das ästhetische Bedürfnis der Vergröfserung von Höhen und Spannweiten tritt übrigens um so mehr zurück, je gröfser die Anzahl der Öffnungen ist. Der Grund hiervon liegt darin, dafs das Auge eine Brücke als Ganzes auffassen möchte und dies um so weniger vermag, je mehr Zwischenunterstützungen vorhanden sind. Lange Flutbrücken und Viadukte mit zahlreichen Öffnungen eignen sich nicht mehr für die angeführten Kunstmittel.

Indem die Kunst leitende und bildende Macht für ein ganzes Volk sein kann und soll, müssen ihre Werke auf allgemeine Verständlichkeit Rücksicht nehmen, nicht zwar um auf einen roheren Standpunkt zu sinken, aber um an gewohnten Begriffen anzuknüpfen. Nun müssen gerade im Brückenbau die sonderbaren Formen befremden, welche die Wissenschaft jetzt als vorteilhaft angiebt, selbst in der sogenannten gebildeten Gesellschaft ist das zu erwarten. Wenn man daher der Kunst einen bescheidenen Platz im Brückenbau einräumen will, so soll zwar nicht auf die Fortschritte der Wissenschaft und ihre finanzielle Ausbeutung verzichtet werden, aber es möge das Verständnis für solche Fortschritte erleichtert, ihre ästhetische Wirkung verallgemeinert, und der Boden des Volksbewufstseins nicht rücksichtslos und unnötig verlassen werden. So ist ein Gewölbe nach dem Kreisbogen allgemein verständlich. Die Zweckmäfsigkeit der Stützlinie dagegen kennt die Gesamtheit nicht, daher auch ihre ästhetische Wirkung dahin fällt. Der grofse Mittelbogen des Göltzschthal-Viaduktes z. B. macht einen verwirrenden Eindruck auf den unbefangenen Beobachter, welcher unmittelbar daneben Halbkreise zu gleichem Zweck angewandt sieht. Eine wagrecht begrenzte Tragwand wird, in Anologie zum gewöhnlichen Balken richtiger und wohlgefälliger angesehen, als ein Parabelträger. Aufwärts gekrümmte Stützbogen erregen namentlich bei grofsen Spannweiten unmittelbarer und verständlicher den Eindruck der Tragweise und Tragfähigkeit, als wagrechte Überdeckungen, vollends als Fischbauchträger. Von den Eisenbahnbrücken des Mittelrheins werden sicherlich diejenigen zu Coblenz mehr Wohlgefallen erwecken, als die zu Mannheim und Cöln, die Mainzer aber wohl am wenigsten ästhetische Wirkung bei der Masse erregen, namentlich im Vergleich mit der prächtigen neuen Strafsenbrücke daselbst. Dieser Umstand dürfte doch wohl, wo Lokalverhältnisse und Kosten die Wahl nicht bedeutend beschränken, zum Vorzug des einen oder anderen Systemes beitragen.

Ein anderes Moment, auf dem die Volkstümlichkeit von Bauwerken beruht, ist das Baumaterial. Stein ist am populärsten, weil an ihm gewisse Eigenschaften, welche die ästhetische Wirkung bedingen, im höchsten Grade vorkommen. Durch die Geringfügigkeit der Festigkeitskoeffizienten und die Art des Verbandes entstehen hier vorzugs-

---

[4]) An der Albert-Brücke ist jedoch die Stetigkeit derjenigen Linie, in welcher alle Bogenanfänge liegen, an der zweiten Öffnung vom Ufer ab auffallend unterbrochen.



weise grofse Massen gegenüber Holz und Eisen, sowohl zum Stützen als zum Überspannen. Damit scheint für das allgemeine Verständnis, welches nicht nachrechnet, sondern nachfühlt, mehr Solidität vorhanden, und der monumentale Charakter der Baukunst überhaupt besser gewahrt zu sein. Ferner stehen an Stein Festigkeit und Gewicht in einem jedermann bekannten Verhältnis, sodafs auch der Laie wohl empfindet, ob kühn oder schwerfällig gebaut sei. Mithin wird die ästhetische Aufgabe der Baukunst im allgemeinen leichter gelöst, und es ist Stein aus diesem Gesichtspunkt vorzuziehen, sofern die Umstände es irgend ermöglichen. Sieht man vom Holz ab, weil es wegen seiner Vergänglichkeit überhaupt selten zu Brücken verwendet wird, so steht nun im starken Gegensatz zum Stein das Eisen. In Eisenkonstruktionen ist das Verhältnis zwischen Schwere und Festigkeit, die Bedeutung der einzelnen Teile so wenig bekannt, dafs eiserne Pfeiler und Überbauten immer noch als Wunderwerke erscheinen. Die Konstruktionen zeigen so wenig Masse (aufser an Hohlkörpern), dafs die Gewohnheit, welche sich ein Sicherheitsgefühl an Steinbauten und etwa an Holzbauten angeeignet hat, Zweifel hegt, welche einen ruhigen und klaren ästhetischen Eindruck kaum aufhommen lassen. Dazu kommt, dafs man in der Natur Stein und Holz überall erblickt und ihre konstruktiven Fähigkeiten empfindet, während metallisches Eisen nicht vorkommt. Aber hiervon abgesehen, beruhen die Unterschiede doch wesentlich auf der Gewohnheit des Volkes. Kleine Geräte und untergeordnete Bauteile hat man bekanntlich von alters her aus Metall hergestellt und künstlerischer Formbildung wert gehalten. Wenn dem Volk die Tragfähigkeit von Eisenbrücken ins Gefühl übergegangen sein wird, so kann dies Material ebenfalls populär werden, und dazu möge die Kunst an ihrem Teile mithelfen, indem sie mittels der ästhetischen Wirkungen das technische Verständnis bei Laien unterstützt. Ohne von der Anwendung des Eisens einen neuen Baustyl zu erwarten, wünschen wir doch, dafs die Kunst sich seiner mehr annähme, als bis jetzt geschehen, und seine grofsartige Anwendung vor den Augen der Nation rechtfertige.

§ 3. Ausbildung der Baukonstruktion. Aufser der Bestimmung will die Baukunst auch die Konstruktion eines Bauwerks idealisieren und zwar von folgendem Gesichtspunkte aus. In den Bildungen der Natur sind dieselben Gesetze der Schwere und Festigkeit wahrzunehmen, welche bei der Benutzung ihrer Stoffe im Bauwesen befolgt werden müssen, wenngleich sie dort durch organisches Leben und durch Zerstörungen in mannigfaltiger Weise durchkreuzt werden. Es gilt nun, diese Beziehung künstlerisch wiederzugeben, den einfach-verständigen Mechanismus der Bautechnik zu einem bedeutsamen Sinnbilde der Natur zu erheben, in welchem die Widerstände der Materie dem Gefühl des Beobachters unmittelbar nahe treten. Dies erfolgt zunächst durch charakteristische Sonderung und Zusammenfassung aller Teile eines Bauwerks.

Zwar erhält man aus den rein technischen Untersuchungen für einen Entwurf schon von selbst eine gewisse Regelmäfsigkeit und Aneinanderreihung, allein diese schematischen Linien lassen das Gefühl noch teilnahmlos. Jedem Bauteil ist eine gewisse Aufgabe zugeteilt; sie ist Folge oder Ursache der Aufgaben, welche die anschliefsenden Glieder zu erfüllen haben, allein das spricht sich in seiner technisch notwendigen Form nicht aus, und liegt sogar häufig versteckt. Die künstlerische Formbildung will nun insbesondere den Übergang zwischen den Bauteilen klar machen, also nicht blofs das eigene Wesen jedes derselben, sondern auch den Bezug zu den anschliefsenden Gliedern, und hierin liegt ihr erster Vorzug vor der nüchternen Konstruktion. Ein Pfosten oder Pfeiler z. B. erhält einen Sockel und ein Kopfgesims, um die sichere Grundlage

und die Aufnahme einer Belastung zu charakterisieren; ein Strebepfeiler mit geschwungenen Kanten und Absätzen weist auf seine Beziehung zu einem Seitendruck hinter der Mauer hin, auch ohne dafs man diese Ursache sieht; ferner werden zwischen ein Gewölbe und seine Übermauerung Nuten, Zierglieder gelegt, unter eine Gesimsplatte Konsolen gestellt, auch wenn solches statisch nicht erforderlich sein würde, die Enden einer Zugstange mittels geometrisch scharfer und klarer Verwandlung des Querschnitts zu Lappen, Schrauben und dergl. ausgeschmiedet. Zugleich können Gliederungen die Übergänge zwischen den Bauteilen rein geometrisch-optisch vermitteln, kennzeichnen oder deutlicher begrenzen. Solche verbindende Typen geben dem Bauwerk den Ausdruck eines Organismus, dessen Gleichgewicht durch lebenskräftige Thätigkeit und gegenseitige Unterstützung aller Glieder besteht, während an blofsen Nützlichkeitsbauten nur der Eingeweihte die Bedeutung der stumpf zusammengesetzten Teile versteht.

Gleich den Naturgebilden soll auch an Kunstwerken Ökonomie der Mittel geübt werden. Zunächst ist es einfaches Gesetz des Kostenaufwandes, mit möglichst wenigen Mitteln bedeutende Erfolge — im statischen und ästhetischen Sinne — zu erreichen. Allein die theoretischen Formen und Abmessungen müssen vielfach schon aus praktischen Gründen, namentlich behufs der Verbindung mit anderen Bauteilen, gesteigert werden, und kann dabei der Geschmack mitwirken; ja es geschieht thatsächlich öfter, als viele Konstrukteure sich bewufst sind, z. B. an den Profilen von Steinbauten, an den Nerven und Rippen von gufseisernen Konstruktionsteilen, bei der Durchführung konstanter Höhen oder Breiten in den Gliedern eines Fachwerks. Hierbei ist nun die Regel der ästhetischen Ökonomie zu befolgen, dafs zur Erreichung irgend eines Zweckes weder zu viele, noch zu wenige Mittel angewendet werden. Das Erste wäre ein Umweg, das Zweite wenigstens der Anschein einer Gefahr für das Gleichgewicht. Dieser Satz verbannt alle gesuchten und gekünstelten Konstruktionen und Verbindungen, wo einfache genügen: man vergleiche den verwirrenden Eindruck der Streben an einer älteren Hängwerksbrücke mit den klaren Linien eines Fachwerks. Er verwirft ferner Scheinkonstruktionen mit grofsem Aufwand und verhältnismäfsig geringem Zweck, z. B. Säulen, welche einer Façade vorgesetzt sind und nichts zu tragen haben, als etwa ein verkröpftes Gesimsstück.

Zur Erreichung gleicher Zwecke müssen gleiche Mittel ergriffen werden. Hieraus wird Konsequenz und Ordnung hervorgehen. Eine Brücke, an der einige Öffnungen mit Eisen, andere von ähnlicher Weite mit Gewölben überdeckt sind, giebt im allgemeinen keinen harmonischen Eindruck; man müfste wenigstens beide Gruppen entschieden von einander sondern (T. XXVII, F. 10). Auch soll zu ähnlichen Teilen Material im Verhältnis dieser Ähnlichkeit gewählt werden: zu stark belasteten Teilen gehören höhere und kräftiger bossierte Steinschichten, als zu wenig beanspruchten; zum Überbau einer weiten Öffnung breitere Gitterstäbe als zu einer kleinen, auch wenn dies technisch nicht gerade erforderlich wäre.

Diese Betrachtungen führen weiter zur Eurythmie. Diese Eigenschaft, die geordnete Aneinanderfügung von gleichen räumlichen Gröfsen, zeigt sich ebenfalls vorbildlich in der Natur; aber der Vorzug des Kunstschönen vor dem Naturschönen besteht darin, dafs dort die architektonischen Gesetze klarer hervortreten. Nun wird zwar schon durch die Technik gewöhnlich die Einteilung des ganzen Bauwerks in Teile von gleicher räumlicher und statischer Bedeutung gegeben, z. B. die Fächer einer Tragwand, die Fugen eines Gewölbes. Aber die Kunst begnügt sich damit nicht immer, sondern wünscht jene Reihen teils noch entschiedener hervorzuheben, teils mit anderen Reihen in Beziehung zu bringen. Man suche also vor allem die Hauptachsen und Knotenpunkte

einer Brücke auszuzeichnen. So müssen an einem Pfeiler die eisbrechende Kante des Vorkopfs, der Pfeileraufsatz, ein stärkerer Geländerpfeiler übereinander folgen. Das Verwischen der Achse, indem z. B. die Brüstung ohne Unterbrechung durchgeführt wird, oder Geländerpfeiler neben die Achse gestellt werden (T. IX, F. 16), stört das Auge. Doch ist andererseits Übertreibung unnötig und verfällt leicht in Unruhe, wie z. B. verkröpfte Gesimse an sonst schlichten Bauten zeigen. Im weiteren kann ein Rhythmus aus gröfseren Hauptabschnitten und kleineren Unterabteilungen gebildet sein, z. B. die Konsolenreihe eines Brückengesimses, über jedem Pfeiler durch kräftigere Konsolen unterbrochen; die gewöhnlichen Mittelpfeiler und die Gruppenpfeiler eines Viaduktes. Selbst eine Reihe dreifacher Ordnung kommt vor, so ein Stabgeländer, nach gewissen Längen mit einem dickeren Pfosten, über den Brückenpfeilern aber mit noch stärkeren Pilastern versehen (T. XXVIII, F. 11).

§ 4. Kernform und Kunstform. Das zweite Mittel zur „Idealisierung der Konstruktion" besteht darin, gewisse Formen von Erzeugnissen der Natur und der Industrie, namentlich derjenigen mit textilen Stoffen, bei der Formgebung und Verzierung von Bauteilen mit ähnlicher Funktion zu verwenden. Es ist die Erhebung der durch das technische Bedürfnis geforderten Kernform eines Baugegenstandes zur Kunstform, durch welche eine Erinnerung an das Stützen, Streben, Zusammenhalten u. s. w. des verwendeten Symbols nachgerufen wird. Ähnlich wie die ideale Auffassung des Bauzweckes im Plane Erweiterungen vornimmt, ganze Bauteile zufügt, und so dem ästhetischen Überflufs über das Notwendige hinaus sein Recht giebt, so begnügt sich auch die künstlerische Auffassung der Konstruktion noch nicht mit den, wenn schon klar gestalteten und eurythmisch abgesonderten Hauptmassen, sondern wünscht deren Bedeutung in einer besonderen Welt von Formen noch ausdrucksvoller hervorzuheben. Diese Formen bilden hinsichtlich der struktiven Wirksamkeit der mit ihnen versehenen Bauteile eine lange Reihe, vom Grofsen und Wesentlichen bis zum kleinsten Ornament. In dieser Reihe wächst das sinngefällige, oberflächlich anmutige Element, und nimmt ab die charakteristische, der Baukonstruktion direkt entstammende Gestalt; bei keinem Gliede aber darf die Beziehung zum konstruktiven Schema des Bauwerks gänzlich fehlen und zur inhaltsleeren Spielerei herabsinken. Teilt man die ganze Reihe in Gruppen, wobei freilich scharfe Grenzen weder technisch noch ästhetisch zu ziehen sind, so enthielte die erste Gruppe die grofsen Hauptteile einer Konstruktion, als Pfeiler, Wände, Decken, deren Kunstformen aus der struktiven Aufgabe mit ziemlich beschränkter Formenfreiheit hervorgehen. Als zweite Klasse kommen die Zierglieder, denen noch ein konstruktiver Dienst, aber von untergeordneter oder nur scheinbarer Bedeutung innewohnt, als Gesimse, Wandvorsprünge, Rahmen, Füllungen, Kragsteine. Die dritte Gruppe umfafst endlich die eigentlichen Ornamente, bei welchen ein konstruktiver Nutzen gar nicht mehr stattfindet, daher eine zu verwertende konstruktive Idee nicht mehr aus dem Bauteil selbst, sondern nur aus seiner geometrischen Lage gegen die verzierten Hauptglieder zu entnehmen ist. Ihre Formbildung bewegt sich daher auch am freiesten in der Richtung aufs äufserlich Wohlgefällige, und hat nur in Lage, Gröfse und allgemeinen Umrissen die Beziehung zum grofsen Ganzen zu wahren.

Im Brückenbau ist nun wenig Gelegenheit, sich mit der angeführten Idealisierung der Hauptteile zu beschäftigen, weil deren Formen durch die technischen Rücksichten auf Tragfähigkeit, Dauerhaftigkeit und Kostenaufwand meistens schon sehr genau vorgeschrieben sind. Wie sollte man z. B. einen Pfeilervorkopf im Wasser künstlerisch

ausstatten, wieviel würde es kosten, den Zuggurt eines eisernen Fachwerks mit der symbolischen Darstellung eines Seiles zu bekleiden? Doch können die Stützen einer Überführung, die Röhrenpfeiler einer Brücke nach den Motiven von Säulen geformt werden, ja an der Blackfriars-Brücke in London hat man sogar vierfach gekuppelte Säulen im Unterbau verwendet.[5]) Ferner liegt es nahe, die historischen Kunstformen von Überdeckungskonstruktionen an Barren, Bögen und selbst an den einzelnen Teilen von Fachwerken zu verwenden, sowie an Portalen, Geländern, Erkern u. dergl. eingehender zu verfahren. Im allgemeinen aber bewegt sich die Verschönerung von Brücken mehr in den Gebieten der Zierglieder und der eigentlichen Ornamente, und es mögen nun die betreffenden Regeln mit besonderer Rücksicht auf den Brückenbau kurz angeführt werden.

a. Quantität der Ausschmückung. Nach dem Gesetz der ästhetischen Ökonomie (§ 3) stört eine Überladung mit Verzierungen trotz etwaiger anziehender und richtig gewählter Details den Gesamteindruck, weil jede Kraftverschwendung einen ungehörigen Zustand verrät, und weil die Bedeutung der Hauptteile unterdrückt oder unklar wird. Man hat hier immer den Charakter des gesamten Werkes zu beachten, aus welchem Reichtum oder Einfachheit hervorgeht. Im Brückenbau ist bisher wohl eher der entgegengesetzte Fehler gemacht worden: zu wenig Schmuck. Ein paar Ornamente über einen grofsen Bau zerstreut, erwecken den Gedanken, als sei das Geld ausgegangen. An einem richtig dekorierten Bauwerk wird der Beobachter aus dem Eindruck des Ganzen und der Verzierungen eine durchaus harmonische Totalempfindung davon tragen.

b. Verteilung des Schmuckes. Durch reichere Ausstattung können und dürfen immerhin einzelne Bauteile vor anderen hervorgehoben werden, damit ist kein Verstofs gegen harmonische Ausbildung des Ganzen begangen, sondern im Gegenteil das Organische desselben befördert. Entsprechend ihrer Bedeutung mag man die Flufsöffnungen einer langen Brücke reicher behandeln, als die Zufahrten auf trockenem Boden, Flügelmauern schlichter halten als den Hauptbau, grofse Mauerflächen als ihre Strebepfeiler. Ferner sind in der Regel schwer belastete, angestrengte Glieder weniger zu schmücken, als solche, welche nicht viel zu leisten haben; so werde der Sockel eines Pfeilers einfach gehalten gegen seinen Kopf oder Aufsatz, die Brückenträger gegen das Geländer. Teile, welche dem Gesicht näher liegen, sind wertvoller für die Ästhetik als abgewendete, z. B. die Vorderseite eines Brückenpfeilers gegenüber seiner Laibungsfläche.

Andererseits dürfen derartige Unterschiede nicht übertrieben werden. Eine Bildsäule pafst in der Regel nicht direkt auf einen derben, ungegliederten Block, zierliches vergoldetes Blumenwerk nicht an eine sonst ungeschlachte Blechbrücke. So ist es auch nicht immer gelungen, zwischen der Architektur eines Portals und der Nacktheit eines anschliefsenden Überbaues das richtige Gleichgewicht zu finden; das erstere wurde bevorzugt, ja überladen, namentlich wenn es in Gufseisen wenig kostete, während für eine entsprechende Behandlung des letzteren wenig oder nichts geschah (Kehl, Königsberg). Der Versuchung, gufseiserne Bauteile reich zu verzieren, anschliefsendes Schmiedeisen dagegen nackt und roh zu lassen, ist schon Mancher unterlegen. Wie unharmonisch sehen die Säulen vieler Bahnhallen, Überführungen u. dergl. neben den durch sie getragenen nüchternen Dachstühlen oder Trägern aus.

c. Mafsstab der Kunstformen. Kleine Bauten sind anders zu behandeln als grofse, kleine Ornamente passen selbst in ihrer Anzahl vervielfacht nicht an grofse

[5]) Allgem. Bauz. 1866.

Konstruktionen, und umgekehrt. An Brückenbauten ist ein richtiger Mafsstab bei der Ausbildung der Kunstformen besonders deshalb schwierig und wichtig, weil zweierlei Standpunkte der Beobachtung in Frage kommen: der eine aufserhalb der Brücke für die Façade, der andere auf der Brückenbahn für Tragwände, Geländer, Portale u. dergl. Dort meistens grofse Distanz, hier nahes Hinzutreten. Es gilt nun, mit künstlerischem Takt zu vermitteln, um die Deutlichkeit zu wahren.

Empfindlich verletzen unrichtige Gröfsenverhältnisse, wo der Vergleich zwischen zwei Gegenständen möglich ist, von denen der eine durch Veränderung des Mafsstabes aus dem anderen abgeleitet werden kann. An einem und demselben Bauwerk soll niemals das Kleine eine blofse Reduktion des Grofsen sein, wie ja auch eine derartige geometrische Ähnlichkeit bei Konstruktionen statisch falsch wäre. Selbst wenn dasselbe Motiv unterliegt, so ist es geraten, dasselbe entsprechend verschieden zu benutzen, z. B. an den Säulen, welche als Dekoration eines grofsen Pfeilers, und an denjenigen, welche in einem durchbrochenen Geländer vorkommen mögen. Sofern dieses befolgt, d. h. mehr das Motiv im allgemeinen, als ein verkleinertes Modell benutzt wird, entsteht eine bedeutsame Harmonie, weil das kleinere Schmuckwerk immer wieder die Erinnerung an Hauptteile wachruft. In der That haben sich die meisten Baustyle der Hauptformen auch zur Ornamentik bedient (T. XXVI, F. 2 u. 18), freilich nicht immer in richtiger Art. Wollte man diese statische Betrachtung bei eigentlichen Ornamenten nicht so erheblich finden, so tritt dafür bei solchen um so mehr die Beziehung zum Bauzweck hervor. Man erinnere sich, dafs Bauwerke, auch die kolossalsten, von und für Menschen hergestellt werden, und berücksichtige bei dem Mafsstabe für Bildsäulen, für tierische und vegetabilische Gestalten die gewohnte Naturgröfse, sowie bei demjenigen für Gegenstände des unmittelbaren menschlichen Gebrauchs, als Geländer, Thüren, die Gröfse des Menschen selbst. Der Mafsstab eines bekannten Blattes z. B. dient unwillkürlich zur Schätzung der Gröfse des ganzen Bauwerks. Der Eindruck übertrieben grofser Kunstformen ist nicht derjenige geistiger Gröfse, sondern blofs einer materiellen Riesenhaftigkeit, an welcher Grazie und zarte Ausbildung verloren gegangen sind.

d. Auswahl der Kunstformen. Nach dem oben Erwähnten soll die Kunstform eine richtige und ungesuchte Erinnerung an die struktive Aufgabe eines Bauteils, d. h. die Art, Stärke und Richtung seiner Anspruchnahme und seines Widerstandes geben. Der Zusammenhang kann ein näherer oder entfernterer sein, sich entweder in Form und Eindruck der Konstruktion unmittelbar anschliefsen, oder freier das letzte „Ausatmen" des statischen Widerstandes andeuten. Beispiele des Gegenteils, d. h. der Täuschung oder Spielerei, dürften hier am lehrreichsten sein. So sieht man an alten gedeckten Brücken die hölzernen „Hängsäulen" wirklich als tragende Säulen mit Sockel und Kopf ausgebildet, während ihre Hauptwirksamkeit doch umgekehrt auf Zugfestigkeit beruht. Verkehrt ist es ferner, eine Stützmauer als steinernen Teppich, mittels netzförmigen Mauerverbandes u. dergl., zu charakterisieren, denn erstere hat Seitendruck auszuhalten, letzterer ist eine indifferente Wand. Auch die Einschaltung von Pilastern, zwischen welchen jeweils ein umsäumter Teppich eingespannt erscheint, würde die Sache noch nicht verbessern, weil dieselben nur auf senkrechte Belastung eingerichtet sind. Im Gebiete eigentlicher Verzierungen dürfte z. B. an einem Spannriegel oder Tragbalken kein „laufendes" Ornament von einem Ende gegen das andere hin sich bewegen, sondern es sollte von der Mitte aus nach beiden Richtungen symmetrisch abgehen, oder ein richtungsloses Ornament gewählt werden.

e. Stilisierung. Der Endzweck der Kunst besteht nicht darin, Formen aus der Natur oder aus der textilen Technik aufs Genaueste zu kopieren, sondern die Analogie zwischen den statischen Funktionen in der Natur und am Baugegenstand wiederzugeben. Jenes Verfahren, die möglichst unveränderte Nachahmung der natürlichen Gebilde oder der Naturalismus, verbietet sich wenigstens im Bauwesen schon durch die Rücksichten auf Ausführbarkeit in den gebräuchlichen Materialien und auf die meistens erforderliche Vergröfserung der Dimensionen. Mittels geeigneter Stilisierung soll vielmehr vor allem der Einflufs aller der mannigfaltigen und unregelmäfsigen Nebenumstände auf die Naturentwickelung eines Blattes u. dergl. beseitigt werden, aber auch an der gewonnenen botanischen Normalform gebührt sich das Hervorheben der wesentlich struktiven Elemente, die Umgestaltung im Sinn einer gröfseren Derbheit behufs Ausführbarkeit in Stein, Holz u. s. w., das Weglassen von Einzelformen bei Veränderung des Mafsstabes, kurz eine freie Wiedergabe des Naturproduktes zur Kunstform. Wieweit die Stilisierung im einzelnen Falle zu gehen hat, hängt ab von Gröfse und Ort der beabsichtigten Kunstform, vom Material und Charakter des ganzen Bauwerks. Jedes Zeitalter stilisierte ferner nach der ihm eigentümlichen Art der Naturauffassung, und es mufsten daher die Formen der Baustile in jeder Epoche verschieden ausfallen, obgleich die Vorbilder in der Natur und die konstruktiven Grundgedanken der Bauteile dieselben geblieben waren.

Um ein Beispiel aus dem Ingenieurwesen zu erörtern, so liegt die Versuchung zum Naturalismus besonders bei den gewaltigen Steinkonstruktionen nahe, welche aus natürlichen Blöcken, vielleicht in unmittelbarem Anschlufs an Felsenpartien, errichtet werden, wie Tunnelportale, Stützmauern, groteske Brücken. Derartige Mauerkörper werden mit Vorliebe (und meistens auch zu finanziellem Vorteil) im Cyklopen- oder Mosaikverband hergestellt, oder doch mit rauher Bossierung, und ist dies Verfahren gewöhnlich sehr charakteristisch für das Werk und seine Umgebung. Man ist aber zuweilen mit der Rauhigkeit soweit gegangen, dafs Kanten und Flügelabdeckungen keine stetigen Linien und Flächen mehr bilden, Konsolen, Gesimse und Brüstungen absichtlich unregelmäfsig behauen und versetzt wurden, sodafs es überhaupt Mühe kostet, die Hauptlinien vor lauter Vorsprüngen und Krümmungen zu erkennen. Dies streift unseres Erachtens an das Gebiet des Naturalismus. Die Anwendung des Cyklopenverbandes sollte sich vielmehr auf einfache ungegliederte Flächen beschränken, und das ästhetische Gleichgewicht an etwaigen einfassenden und krönenden Bauteilen durch entsprechend kräftige, aber architektonisch geregelte Formen zu Stande gebracht werden.

§ 5. Einflufs des Baumaterials. Indem es Aufgabe der Kunst ist, das Gleichgewicht zwischen Kraft und Last, zwischen Schwere und Festigkeit zu idealisieren, sollte dabei auf die grofse Verschiedenheit dieses Gleichgewichts in den verschiedenen Baumaterialien Rücksicht genommen werden. Dieselben zeigen sowohl mannigfaltige Gewichte, als mannigfaltige Arten und Grade der Widerstandsfähigkeit. Deshalb ist es nicht blofs technisch, sondern auch ästhetisch etwas ganz anderes, einem steinernen Pfeiler die Kunstform zu geben, bei welchem die Wucht der Masse ihrer Tragfähigkeit vorangeht, als einer eisernen Stütze, wo umgekehrt die Energie des Widerstandes vorwaltet und das Eigengewicht fast verschwindet. Wie der Techniker mit dem sog. „konstruktiven Gefühl" entwirft, wenn ihm eine Rechnung zu umständlich dünkt, so sollte auch der Künstler im Geiste des Materials empfinden lernen, um diesem Geiste eine entsprechende körperliche Gestalt geben zu können — am besten, wenn beides in einer Person zusammengeht.

Indessen darf aus dem Vorstehenden nicht gefolgert werden, dafs durch den Stoff Schranken in der freien Auswahl von Kunstformen (§ 4, d.) gezogen werden. In jedem Baumaterial kann durch dasselbe Symbol das gleiche statische Leben versinnlicht werden: Säule bleibt Säule, ob aus Stein, Holz oder Eisen hergestellt, und die benutzten Attribute: Pflanzenstengel, Blätter, umgelegte Bänder können stets dieselben sein. Geht man aber nun an die wirkliche Übertragung der gewählten Kunstform auf den Bau, so wird sogleich das Material des letzteren einwirken. Es beginnt die Aufgabe einer schärferen Charakteristik, wo man sich auch um Zahl und Mafs, nicht blofs um Art und Richtung der konstruktiven Aufgabe zu kümmern hat. Dies geschieht durch verschiedenartige Stilisierung des Symbols. An einer steinernen Säule werden Schaftfurchen, Kapitälblätter u. s. w. in anderer Gröfse, Ausladung und Formbehandlung angebracht, als an einer von Gufseisen, nicht nur wegen der technischen Ausführbarkeit, sondern auch um die specielle Eigentümlichkeit des Materials zu charakterisieren. Denn die physikalischen und technischen Eigenschaften des Materials können unmöglich zur abstrakten Darstellung kommen, sondern nur als bestimmte Eigenschaften des jedesmaligen Baumaterials. Es giebt keine absolute Stabilität, kein ideales Gleichgewicht zwischen Kraft und Last, welches etwa an einen Urstoff das Normalbeispiel für alle Materialien abgäbe, sondern Gröfse und Bedeutung der Kräfte sind ganz unzertrennlich von der Vorstellung eines bestimmten Baustoffes. Sucht man doch beim Anblick eines Bauwerks unwillkürlich aus Formen und Verhältnissen auf das Material zu schliefsen, auch wenn dieses nicht in seiner Naturfarbe und Naturwüchsigkeit erscheint. Insbesondere möchte es im Brückenbau nahe liegen, die Konstruktion nicht blofs im allgemeinen künstlerisch auszubilden, sondern ihre statischen Funktionen unzertrennlich von einer bestimmten Gattung des Stoffes zu denken und scharf darzustellen, weil auf diesem Wege in den häufig aus mehrerlei Materialien hergestellten Bauten bedeutsame und interessante Motive gewonnen werden können.

Der zweite Einflufs des Baumaterials auf die Formbildung beruht auf der Füglichkeit, es in mannigfaltiger Weise zu bearbeiten. Innerhalb der Grenzen handwerklicher Ausführbarkeit sind zahlreiche Unterschiede in der Erscheinung eines und desselben Stoffes möglich; und so läfst sich für jeden derselben eine Gruppe von Formen und Formgrenzen aufstellen, welche ihm eigentümlich angehört und ihn überall erkenntlich macht. Man spricht daher von Quader-, Backstein-, Holz-, Eisenarchitektur. Mit Hilfe der innerhalb einer solchen Formengruppe liegenden Abänderungen kann der allgemeine Charakter eines Bauwerks unterstützt, die besondere Bestimmung einzelner Teile verdeutlicht werden. So wird Holz rund oder abgekantet oder scharfkantig verwendet, eine Schmiedeisen-Konstruktion durch Schweifsen oder Nieten zusammengesetzt, und jedesmal ein anderer konstruktiver Charakter erzeugt.

Insbesondere möge der ästhetische Eindruck des Mauerverbandes und der Fugenbehandlung etwas näher erörtert werden. Wo die Fugen möglichst fein und die Steine möglichst glatt gehalten werden, erscheint das Mauerwerk als eine Wand, bezw. ein Block. In der Regel ist es aber bei starker Belastung und beträchtlichen Abmessungen gerade umgekehrt erfreulich, die Konstruktion im einzelnen zu erkennen, und einen Eindruck davon zu gewinnen, wie der beseelt gedachte Stein seine Aufgabe des Tragens erfüllt: kraftvoll oder niedergedrückt, frei oder gezwungen u. dergl. Soweit die Wahl der Steingröfse nicht durch praktische Rücksichten (Steinbrüche, Transportmittel) beschränkt wird, ist vor allem auf das Verhältnis der beiden Sehwinkel zu achten, unter welchen gleichzeitig der einzelne Stein und der ganze Mauerkörper beobachtet

wird. Für einen und denselben Sehwinkel der Gesamtfläche giebt es eine gewisse Teilung, bei welcher der höchste Grad von idealer Gröſse erreicht wird. Weicht man von diesem Mittelverhältnis ab, so wird das Ganze unbedeutender; denn eine Vergröſerung macht den einzelnen Stein plump, und man urteilt, daſs zum Aufeinanderlegen nicht viel Kunst verwendet sei, eine Verkleinerung dagegen raubt den einzelnen Steinen ihre Selbständigkeit. Sowohl die Cyklopenmauern, als der Göltzschthal-Viadukt in Backsteinmauerwerk erscheinen kleiner, als sie wirklich sind. Bei welcher Steinteilung nun die beste ästhetische Wirkung erreicht wird, ist durch Versuche zu entscheiden, aber auch noch mit einigen anderen Rücksichten zu verbinden. Namentlich liegt gar nicht immer die Absicht vor, architektonische Gröſse zu erzielen, indem der Steinbau etwa mit Rücksicht auf Holz- und Eisenkonstruktionen mehr zierlich als imponierend ausfallen soll, sowie andererseits das Riesige einzelner Steine an Fundamenten, Auflagerstellen geeigneter sein kann, als eine Hebung des Ganzen.

Im Polygonverband (z. B. T. XXVI, F. 3) wirkt die Fläche eines Steines als Ganzes und allseitig gleich, im Schichtenverband ist auſser der Flächengröſse auch das Verhältnis zwischen Breite und Höhe des Hauptes in Betracht zu ziehen. Wird die Breite übertrieben, oder gar eine ganze Schicht mittels Unterdrückung der Stoſsfugen zu einer einzigen Platte gemacht, so erscheint das Mauerwerk zerbrechlich oder zusammengequetscht.[6]) Wo man die Arbeit eines ansehnlichen Mauerkörpers darstellen will, müssen Läufer und Binder angewandt, und deren Breiten deutlich unterschieden werden. Je mehr Binder, desto öfter wird das Auge an die Tiefe oder Dicke der Mauer erinnert; einem Verband aus lauter Bindern (mit ungefähr quadratischen Häuptern) fehlt aber der Gegensatz. Die gröſste Energie dürfte durch gleiche Anzahl von Läufern und Bindern erreicht werden (gothischer Verband). Netzverband, Ährenverband u. dergl., kurz schräge Richtung der Fugen ist in konstruktiver Beziehung unkräftig, da dieselben Steine recht wohl in horizontalen Schichten, und damit sicherer liegen könnten. Solches paſst daher hauptsächlich nur für statisch nicht beanspruchte Wände. Doch erscheinen auch gewisse Belastungen zulässig, ähnlich wie beim Polygonverband. Beiderlei Gattungen bedürfen jedenfalls einen Halt gegen Ausrutschen durch genügende Eckbefestigungen, Lissenen u. dergl. aus Schichtensteinen.

Weiter ist auf den Farbenwechsel aufmerksam zu machen. Im allgemeinen ist ein solcher bei Mauerwerk um so weniger ratsam, je ernster und kraftvoller ein Werk dastehen soll. Man kann durch Farben entweder eine Anzahl von regelmäſsig verteilten Punkten (etwa Binderhäupter), oder wagrechte Streifen, oder ein Gitternetz hervorheben. Die wagrechten Streifen, welche wohl am häufigsten vorkommen, lassen sich nach zwei Arten anordnen. Die erste besteht in verhältnismäſsig schmalen Linien, welche nach je mehreren Schichten wiederkehren; sie giebt gleichsam den Schichtenverband in vergröſsertem Maſsstabe auf eine Entfernung, wo die einzelnen Schichten nicht mehr sichtbar sind (besonders bei Backsteinen), und nur noch die dunkler gefärbten Streifen als markierte Fugen erscheinen. Hiernach wären Höhe, Abstand und Farbe der Streifen zu wählen. Insbesondere sollen dieselben zahlreich genug eingelegt werden, um sie nicht mehr einzeln zu zählen, sondern einen Gesamteindruck zu erhalten (vergl. den Holzschnitt Fig. 8 *a*), andererseits aber auch nicht so nahe, daſs die Mauerfläche wie schraffiert aussieht (T. XXVIII, F. 4).

---

[6]) Damit ist nicht ausgeschlossen, daſs ausnahmsweise ein ästhetisch einheitlicher und kräftiger Quader, z. B. ein Gewölbstein von erheblicher Höhe, faktisch aus zwei Stücken bestehe, welche mit feinster Stoſsfuge zusammenstoſsen.



Die zweite Art der Polychromie mit wagrechten Streifen besteht in der einfachen Abwechselung zweier verschieden gefärbter Schichten. Die beiden Farben sind entweder vollkommen gleichberechtigt, oder es wechseln niedrige dunkle und hohe helle Schichten, aber jedenfalls als selbständige volle Steinschichten (T. XXVIII, F. 16). Diese werden nun durch den Farbenunterschied auf gröfsere Entfernung deutlich, als durch blofse Fugen zwischen ihnen, ja stark markierte Fugen könnten sogar unruhig machen und stören.

Der Farbenwechsel ist in der Regel auf ungeteilte Mauerflächen zu beschränken. Wenn er sich auf Vorsprünge, Einrahmungen u. s. w. ausdehnt, so herrscht er leicht ungebührlich über die geometrischen Formen mit ihrem Licht und Schatten: das Ganze erscheint mehr als Vorhang von gestreiftem Zeug, denn als monumentaler Bau. Nur kleinere Elemente, als Abkantungen, Lissenen mögen etwa in die Farbenstreifen einbezogen werden, weil sie kein selbständiges Dasein besitzen.

Was ferner die Behandlung der Steinflächen und Fugen betrifft, so gestatten ja Backsteine keine grofse Mannigfaltigkeit; dagegen ist es an Hausteinen möglich, durch die Arbeit des Steinhauers sehr verschieden zu charakterisieren. Es giebt dabei dreierlei Skalen, nämlich mittels Markierung der Fugen, Bearbeitung der Steinflächen, Profilierung der Ränder. Erstlich können die Fugen mehr oder weniger tief und breit gewählt werden. Dadurch erhält man den Eindruck hohen Widerstandes gegen Pressungen, abnehmend bis zu leichter Tragkraft, welche entweder nicht beträchtlich zu sein braucht, oder es in sichtlicher Schwäche nicht kann. Markierte Fugen und Bossen geben einen kraftvollen Charakter, doch ist die Anschwellung andererseits nicht bis zu polsterartigem Zerquetschen zu treiben. Die Einfassung eines Quaders mit Fugen sei nach allen Seiten die gleiche und der eingerahmten bossierten Fläche an Breite untergeordnet; es ist unstatthaft, zwischen breit markierten Fugen geringe Überbleibsel des Steines einzuschliefsen.

Eine zweite Stufenreihe entsteht durch die Art der Bearbeitung der Fläche, von der natürlichen unregelmäfsigen Rauhigkeit des Materials durch die verschiedenen Methoden von Spitzen, Stocken, Scharrieren bis zur äufserst erreichbaren Glätte. Man bezieht dieses sofort auf die Reihenfolge von Derbheit bis Eleganz. Selbstverständlich mufs die Gesamterscheinung eine harmonische sein, nicht glatte Rändchen um einen rauhen Klotz u. dergl.

Die dritte Skale an der Aufsenfläche von Quadermauerwerk beruht auf der Profilierung der Steinränder. Mehr oder weniger zahlreiche, feine und mannigfaltig geformte Streifen setzen diese Einfassung zusammen, und erzeugen den Eindruck von prunkvollem Reichtum bis zu dürftiger Einfachheit. Wie die drei angeführten Skalen zusammentreten, und dadurch kombinierte ästhetische Wirkungen entstehen, braucht kaum näher auseinandergesetzt zu werden.

Um von einem Einflufs der handwerklichen Technik auf die Kunstform Gewinn zu ziehen, mufs selbstverständlich das Material wirklich als das, was es ist, erscheinen. Die Hauptteile wie die kleinsten Verzierungen sollen den technischen Bedingungen der Stoffbehandlung nicht nur nicht widersprechen, sondern dieselben geradezu als Motive benutzen. Insoweit die Baumaterialien unter sich verwandte Eigenschaften besitzen, werden natürlich die Züge ihrer Formbildung ähnlich ausfallen: Holz und Schmiedeeisen zeichnen sich durch Zugfestigkeit aus, Backstein und Gufseisen erhärten aus weichem Zustande in Hohlformen, Holz und natürlicher Stein unterliegen der Bearbeitung durch Wegnahme, aber nie durch Ansetzen von Teilen u. s. w. Wo aber gleichzeitig wesent-

liche Unterschiede der Eigenschaften auftreten, wäre es ein ästhetisches Armutszeugnis, die Formen eines Stoffes in einem anderen ohne weiteres zu kopieren. So wird man z. B. Pfeiler aus Haustein und Backstein in den Hauptformen übereinstimmend machen, weil das Verhältnis zwischen Gewicht und Druckfestigkeit ziemlich dasselbe ist, aber in den Einzelheiten die Unterschiede der Zubereitung zu beachten haben. Ein steinernes Ornament in Blech oder Holz zu kopieren, wo Tragfähigkeit, Arbeitsprozefs, Gewicht ganz verschieden sind, ist mit sorgfältiger künstlerischer Behandlung des Stoffes unvereinbar. Ebenso entspricht z. B. der Drechslerstyl von sog. Geländerdocken wohl der Ausführung in Holz, aber derartige kleine Umdrehungskörper mit vielen Ausschweifungen und Einkehlungen in Haustein zu erzeugen, wo keine Drehbank zu Gebote steht, ist in der Regel unbequem und deshalb höchstens bei solchen Steinarten stoffgerecht, welche sich, wie das Holz, auf der Drehbank bearbeiten lassen. Wenn zwar die moderne Industrie mit ihren verfeinerten Hilfsmitteln am Ende jeden Stoff in alle denkbaren Formen zwängen kann, so ist es doch unseres Erachtens ein Mifsbrauch dieses technischen Fortschritts, die charakteristischen Züge des Materials zu verwischen, statt hervorzuheben. Eine derartige „Befreiung“ der Kunst aus den Fesseln des Stoffes kann leicht zur Grobschmiedarbeit im kleinen oder zur Konditorwaare im grofsen führen, oder gar zur ästhetischen Lüge ausarten. Technische Kunststücke sind nicht mehr schön, denn zur Schönheit gehört Mafshalten. Lehrreich sind in dieser Beziehung manche Ausartungen der Spätgotbik, wo der Steinhauer Formen schuf, welche eher an Gufseisen erinnern. Wo eine Form durch ganz besondere Mühe, gewaltsame Behandlung erzeugt wird, erinnert sie nicht mehr an die allgemein bekannte Eigentümlichkeit des Stoffes, und erregt wohl gar Zweifel an der Haltbarkeit, welche eine erfreuliche Gefühlswirkung stören.

Die Forderung der Harmonie im ganzen Bauwerk wird am sichersten befriedigt, wenn nur ein einziges Material zur Verwendung kommt. Grofse Unterschiede im statischen Gleichgewicht, oder in der technischen Bearbeitung an einzelnen Bauteilen, falls dieselben aus verschiedenartigen Baustoffen bestehen, zwingen den Beschauer den Mafsstab zu wechseln, mit welchem er die absolute und relative Gröfse der Kräfte mifst. Er kommt daher erst mühsam, vielleicht niemals, zu einem harmonischen Gesamteindruck. Eine ganz aus Quadern erbaute Brücke, ein Viadukt mit eisernem Unter- und Überbau ist leichter als organisches Ganzes darzustellen und nachzufühlen, als Gitterwerk auf Steinpfeilern, Backsteingewölbe zwischen eisernen Trägern, Ornamente aus anderem Stoff als die Hauptglieder. Auf der anderen Seite können gerade mit verschiedenartigen Materialien auch besondere Wirkungen erzielt werden, z. B. eine luftige Hängebrücke zwischen massigen Landfesten, wie ja überhaupt in der Kunst beide Prinzipien: Harmonie und Kontrast, ihre Bedeutung und Berechtigung haben. Auf keinen Fall aber darf das erörterte Bestreben nach einheitlicher Wirkung zum Verstecken oder zum Ignorieren gewisser Bauteile führen. So hat man wohl behufs vermeintlicher Eleganz alle Eisenbeschläge an Holzkonstruktionen eingelassen und mit gleicher Farbe angestrichen, sodafs nun Brückenhölzer ohne Schraubenbolzen zusammenzuhalten scheinen. Das geht eben, solange die Konstruktion neu ist. Bald aber schimmert das Eisen durch und beweist die Ungeschicklichkeit des Entwerfenden, diese Bestandteile mit in den Bereich künstlerischer Formbildung zu ziehen. Das gleiche Urteil gilt auch jenen Bogenstellungen im Hochbau, deren Seitenschub durch eiserne Zugstangen aufgehoben werden mufs, weil die unterstützenden Säulen zu diesem Zweck nicht kräftig genug sind; statt nun jene sehr wesentlichen Stangen architektonisch auszubilden, wurden sie vielfach ignoriert, nackt wie dünne Fäden durchgezogen. Wer das nicht als einen ästhetischen Mangel

empfindet, der setzt einen mifsglückten Schein des Wunderbaren an Stelle der konstruktiven Wahrheit und verzichtet auf die volle Lösung einer wesentlichen Aufgabe der Architektur (§ 3).

§ 6. Färbung der Bauten. Dafs an Bauwerken so gut, wie an sonstigen Gegenständen der sichtbaren Welt, die Farbe einen Eindruck macht, vermöge dessen das Gefühl in irgend einer Richtung wachgerufen wird, ist bekannt. Diese ästhetische Wirkung kann, noch ohne Bezug auf Beschaffenheit oder Form des Materials, zu bedeutenden architektonischen Zwecken ausgenutzt werden. Warm und wohlthuend erscheint etwa ein Bau aus rotem Sandstein, während dieselben Formen in weifs kalt und fremd lassen können. Anwendung mehrerer Farben kann den Eindruck steigern, diejenige von bunten Gegensätzen mannigfaltig beleben, unter Umständen aber auch verwirren. Viel weniger als bei anderen Kunstmitteln läfst sich aber diese Wirkung erklären. Deshalb braucht die Sprache, um den geheimnisvollen Eindruck der Farbe zu bezeichnen, das Wort „Stimmung“. Und die Ausdrücke für besondere Erregungen werden nur durch Vergleich gewonnen: man vergleicht die Farben mit Temperaturen: kalt und warm, mit Gewichten: schwer und leicht. Sie können wie feste Körper ganz d. h. entschieden, oder gebrochen d. h. durch Beimischung unbestimmt gemacht sein. Es giebt wie bei der menschlichen Arbeit matte, d. h. unbestimmte, und kräftige oder lebhafte Farben. Zwei Farben können, wie Töne der Musik, harmonisch oder disharmonisch sein. Die Deutung und Anwendung aller dieser Eindrücke ist bis jetzt fast gänzlich dem Geschmack, d. h. dem gebildeten und geübten Farbensinn überlassen, indem die Optik noch lange nicht jene Unterstützung gewährt, wie die Statik bei der Wahl der Formen. Indessen wollen wir versuchen, Einiges zur praktischen Ästhetik hier auszusprechen, indem gerade im Brückenbau beträchtliche Flächen mit ihrer eignen Färbung und mit ihrer Beziehung zur umgebenden Landschaft auftreten.

Die Grundregel über den Zusammenhang zwischen Farbe und Form an einem Bauwerk heifst einfach: Farbe und Form sollen in ästhetischer Wirkung übereinstimmen. Denn das Gegenteil, dafs die Farbe die der Form zu Grunde liegende Kunstidee verdecken, verwirren oder aufheben solle, käme einer Zerstörung des eigenen Werkes durch den Künstler gleich. Die Farbe steht demnach auf gleicher Stufe mit der Verzierung. Wie letztere das Werk eines Überschusses der Kräfte zu sein scheint, dessen sich die Hauptglieder des Baues noch zu eindringlicherer Charakteristik bedienen, so möge die ästhetische Auffassung von Bauzweck und Konstruktion auch in der Färbung ausblühen. Aus diesem Grundgesetz ergeben sich folgende einzelne Regeln:

a. Die Farbe soll den statischen Gegensätzen der Hauptteile des Bauwerks entsprechen. Wenn nicht der ganze Bau eine einzige Färbung erhält, so verwende man schwere Farben für Teile, welche bedeutende Lasten tragen oder selbst gewichtige Massen sind, leichte Farben für solche, welche nichts zu stützen haben und selbst ein verhältnismäfsig geringes Gewicht besitzen. So gefällt es an der Kölner Rheinbrücke, dafs die Pfeiler die schwere graue Farbe der Basaltlava haben, wogegen der Überbau einen leichten gelblichen Anstrich erhalten hat. An einer Pilasterstellung werden die stützenden Pfeiler und Architrave schwerer zu färben sein, als die dazwischen gespannten Wände, welche der Idee nach nicht tragen. Die Farbe kann einigermafsen auch benutzt werden, um Bauteile leichter oder schwerer erscheinen zu lassen, als sie ihrer Form nach sind, wenn die letztere aus technischen Gründen keine Abänderung erleiden soll. Ferner nehme man lebhafte Farben für Gliederungen, welche das Wesen

der Konstruktion hauptsächlich charakterisieren, und gedämpfte für Flächen von mehr passiver Haltung, z. B. rote Eckquader oder weiſse Gurten an grauen oder neutralfarbigen Mauern.

Gleiche Farben für gleichwirkende Bauteile: doch ist auch rhythmische Abwechselung in einer Reihe gleicher Elemente zulässig. Die Steine eines Gewölbes z. B. werden in der Regel als gleichartig tragende Stücke gleiche Farbe erhalten. Sie dürfen aber auch mit zwei Farben abwechselnd erscheinen, wenn sie klein und zahlreich genug gegen die ganze Stirnfläche sind, um einen Totaleindruck durch optische Mischung beider Farben leicht zu gewinnen. Eine laufende Reihe von Verzierungen an einem Geländergesims, Fachwerk oder dergl. mag ebenfalls mit zweierlei Farben regelmäſsig abwechseln.

b. Die Farbe soll den geometrischen Gegensätzen von vorn und hinten im Bauwerk entsprechen. Bei mehrfarbiger Ausstattung eines Bauwerks können ganze kräftige Farben für vortretende Teile, gebrochene matte für zurückliegende Teile verwendet werden, um den geometrischen Gegensatz zu unterstützen, z. B. rote Strebepfeiler oder gelbliche Pilaster vor grünlichen oder grauen Mauerflächen, rote und blaue Kanten oder Einfassungslinien an einer holzfarbig angestrichenen Holzkonstruktion. An den Fachwerksträgern eines württembergischen Eisenbahnviaduktes (Freudenstadt) sind die äuſseren Flächen rot, die inneren samt dem Querverband blau angestrichen, wodurch von auſsen gesehen die Grundform des Fachwerks aus dem Gewirre der inneren Eisenteile deutlicher hervortritt. Aber wenn so Vielfarbigkeit als Surrogat der Form zu benutzen ist, so kann sie andererseits auch durch Übertreibung störend wirken. Es verhält sich hier mit der Farbe, wie mit plastischen Verzierungen: man kann die Hauptsache, die Grundform, durch Ornamentation heben, man kann aber auch von letzterer zu viel thun, wobei dann jene verdeckt und der Eindruck abgeschwächt wird.

c. Die Farbe soll in ihrer Totalwirkung am ganzen Bauwerk mit dem allgemeinen Charakter desselben übereinstimmen. Mannigfaltigkeit der Farben steigert den Reiz auf das Auge. Das bunte Farbenspiel kann daher zu weit gehen, wo es auf Ruhe, Erhabenheit und Ernst als Haupteindruck ankommt. Brücken, als öffentlichen, wichtigen Bauten, kommt gewöhnlich ruhige Würde zu. In der Regel wird sich daher die Polychromie auf Unterscheidung groſser Haupt- und Nebenmassen zu beschränken haben. Doch giebt es auch Fälle, wo Zierlichkeit und Anmut an einzelnen Bauteilen (Geländern, Ornamenten) oder an ganzen Bauwerken (Hängebrücken, Holzkonstruktionen) sich zeigen dürfen. Heitere Bauwerke verlangen geradezu Mannigfaltigkeit der Farben: Fuſsstege in Gartenanlagen, Brücken zu Belustigungsorten. Man treibe aber natürlich niemals die Vielfarbigkeit bis zur Prahlerei und Effekthascherei.

Zieht man ferner für ein ganzes, namentlich für ein vorherrschend einfarbiges Bauwerk das Resultat seiner Totalstimmung, so muſs erwogen werden, ob dieselbe mit seinem ganzen Charakter in Einklang steht. Vorzüglich kommt dabei die Skala von kalt bis warm unter den Farben in Betracht. Ohne uns hier mit den feineren ästhetischen Unterschieden der Farben und ihren physikalischen Beziehungen zu beschäftigen, genügt es zu bemerken, daſs die angeführten Bezeichnungen der Farben sofort auch den Eindruck auf den Beobachter wiedergeben. Es paſst also eine vorwaltend rote Färbung, wie z. B. der rote Sandstein der Heidelberger und Frankfurter Brücken, zu behaglichen, freundlichen Bauwerken, auch etwa zu einem Tunnelportal als Gegensatz der kalten Tunnelhöhle. Weiſses Baumaterial mit seinem kalten Eindruck würde sich zu Aufgaben feierlichen und vornehmen Charakters eignen u. s. w.

d. **Die Farbe soll mit Bezug auf die umgebende Landschaft gewählt werden.** So gut wie die Formgebung eines Bauwerks seine Umgebung zu berücksichtigen hat (§ 2), so mufs man es auch bei der Farbengebung fordern. Es kommt dabei vorzüglich auf die Gröfse des Bauwerks im Vergleich zu dem gleichzeitig übersehbaren Bezirk der Umgebung an. Ist jenes klein, so wäre ein schicklicher Gegensatz (Complement) der Farbe geeignet, es loszulösen, seinen Eindruck zu steigern. So würde z. B. in einer Waldgegend rotes oder weifses Baumaterial sich erfreulich hervorheben. Nimmt dagegen das Bauwerk einen grofsen Flächeninhalt des ganzen Bildes ein, so ist es selbständig genug, um nach eigenem Charakter die Farbe zu wählen; die bedeutende Form sorgt schon, dafs es nicht durch die Landschaft absorbiert wird. Die Dirschauer Brücke blieb im roten Menninganstrich stehen, während man in der städtischen Umgebung von Köln dem Überbau gelbliche Färbung erteilt hat.

e. **Ein Farbenanstrich soll in der Regel dem damit bedeckten Material entsprechen.** Farbe entsteht im Bauwesen entweder durch das natürliche Kolorit des Baumaterials, oder durch einen das letztere bedeckenden Überzug. An den Werken des Ingenieurwesens hat man schon aus technischen Rücksichten von jeher Überzüge aus Farbe oder Verputz auf Steinkonstruktionen zu vermeiden gesucht. Die Nähe der Erdfeuchtigkeit, Wasserangriffe und Ausdünstungen, der Einflufs von Erschütterungen, grofse Schwierigkeit der Reparaturen veranlassen das Streben nach Monumentalität, welche ja aufserdem in ästhetischer Beziehung so erfreulich ist. Man hat also unter den vorhandenen Bausteinen zu wählen, man kann Backsteinen gewisse Naturfarben erteilen, aber es liegen hierin auch Grenzen für die freie Wahl. Dagegen fordert dieselbe Rücksicht auf Dauerhaftigkeit unbedingt Farbenanstrich auf Holz und Eisen. Im allgemeinen soll nun jeder Überzug das statische Leben des Werkes nicht verdecken, sondern unterstützen, und da dieses mit den Eigenschaften des Baumaterials zusammenhängt, so möge der Farbenanstrich das letztere deutlich machen. Dazu ist eine geeignete Farbe (Holzfarbe, Eisenfarbe, Steinfarbe) zu empfehlen, falls sie überhaupt nach den vorhergehenden Regeln pafst. Indessen sind sonstige Farben statt oder neben der stilisierten Naturfarbe nicht ausgeschlossen; sie unterstützen zwar nicht direkt die Wahrheit, aber sie verdrehen sie auch noch nicht, und können ästhetisch wichtig sein, um andere allgemeine Beziehungen des Werkes zu charakterisieren. Entschieden verboten ist aber die gemeine Täuschung, durch den Überzug anderes Material nachzuahmen, und dadurch das Verständnis der Form zu stören, z. B. Schmiedeisen mit Holzfarbe oder mit Bronzefarbe zu versehen, da weder Holz noch Bronze in so dünnen Formen haltbar sein würden.

§ 7. Brückengattungen. Aus der Zusammenfassung der vorhergehenden Beziehungen kann man allgemein giltige Grundsätze für die generelle Anordnung von Brücken gewinnen. Denn die Ideen, welche dem Schema der Hauptteile, ihrer Gruppierung und Verbindung, namentlich in konstruktiver Hinsicht, zu Grunde liegen, sind ästhetische Wahrheiten, welche immer und überall Giltigkeit haben, in jedem Baustil, in jeder Lokalität, bei jeder Finanzlage. Diese gleichbleibenden Grundzüge der Formbildung zu entwickeln, ist die Hauptaufgabe des vorliegenden Kapitels, da selbstverständlich bei der unendlichen Mannigfaltigkeit der Lokalbedingungen die detaillierte Behandlung hier nur beispielsweise angedeutet werden kann.

Ungezwungen ergiebt sich an einer vollständigen Brücke die Teilung in drei Hauptelemente: Unterbau, Überbau, Brückenbahn, oder unterstützendes, vermittelndes und belastendes Element.

Der **Unterbau** teilt zunächst die ganze Länge der Brücke in einzelne Öffnungen; zwischen den letzteren stehen senkrecht unterstützende Pfeiler, und aus dieser Grundidee wird die Formbildung abzuleiten sein. Ferner gehören zum Unterbau die Einfassungen der natürlichen oder künstlichen Erdkörper, zwischen welchen die Brücke erbaut wird. An diesen Widerlagern oder Landfesten sind zwei Funktionen zu unterscheiden: Unterstützung des Überbau-Endes, und Überleitung des Verkehrs von dem letzteren auf das feste Land. Jener erste Zweck würde schon durch einen den Mittelpfeilern ähnlichen, gegen etwaigen Horizontalschub verstärkten **Landpfeiler** erreicht, der zweite Zweck aber erfordert **Flügelmauern**, welche, von der eigentlichen Brücke abgesondert, nichts tragen, sondern einen Erdkörper einfassen oder hohle überwölbte Räume zwischen sich schliefsen. Die charakteristische Formbildung eines Widerlagers hat für diese doppelte Aufgabe in der Regel zwei wesentlich verschiedene und sichtlich getrennte Konstruktionsteile zu bestimmen.

Der **Überbau** besteht entweder aus einer die gesamte Brückenbahn gleichmäfsig tragenden Fläche (Platten, Gewölbe) oder aus einzelnen Rippen (Holz- und Eisenkonstruktionen). In der Wirkung auf den Unterbau, welche symbolisch verwertet werden kann, kommen die drei Unterschiede in Betracht: senkrechte Belastung (Platten, Balken, geschlossene Tragwände), Horizontalschub (Gewölbe, Bögen, Sprengwerke), Horizontalzug (Hängebrücken).

Die **Brückenbahn** endlich kann als verkörperte **schwere Fläche** (einschliefslich der Verkehrsbelastung) angesehen werden, deren Bestimmung aber nicht indifferent nach allen Richtungen, sondern ausgestreckt nach **einer** Richtung, nach der Brückenachse, geht. Während die innere Konstruktion der Brückenbahn, mit etwaigem Trägerwerk u. dergl. kaum zur Erscheinung gelangt, charakterisiert sie sich nach aufsen als Hauptgesims. Aufserdem gehören zu ihr die Geländer zur Sicherung des Verkehrs, welche Fortsetzung und Abschlufs auf den Widerlagern finden können, sowie etwaige Bedachungen und Portale.

Die genannten drei Hauptelemente müssen selbstverständlich in der **technischen** Anordnung jeder Brücke vorhanden sein. Sie treten aber in der Façade keineswegs immer als charakteristische und gesonderte Bestandteile hervor; vielmehr können in gewissen Fällen **eines** oder **zwei** jener Elemente von der künstlerischen Behandlung ausgeschlossen werden. So entstehen in ästhetischer Beziehung folgende drei Hauptgattungen von Brücken:

a. **Thorbrücken.** Hier fehlt die Trennung in Unterbau und Überbau, welche vielmehr in Masse und Stoff unmerklich ineinander übergehen. Der Beobachter wird durch keine Gliederung, kein Gesims darauf aufmerksam gemacht, wo die technische Trennung stattfindet, er sieht nur **eine**, gleichsam durchlochte Masse. Das Material ist immer Stein, aus dem man einen zusammenhängenden Massivkörper hergestellt, und diesen in irgend einer Form durchbrochen hat. Hierher gehören die meisten Tunnelportale, geplattete und gewölbte Durchlässe, Brücken, deren Plattenauflager oder Gewölbanfang lediglich eine Fuge ist wie andere Fugen. Thorbrücken besitzen also nur **ein** ästhetisches Hauptstück: Unterbau, und **ein** Baumaterial: Stein.

b. **Wandbrücken.** Pfeiler und Widerlager erheben sich bis in die Höhe der Brückenbahn, und der Überbau besitzt Tragwände über der letzteren. Die Bahn aber liegt innerhalb der Tragwände, für den äufseren Eindruck versteckt. Selbst wo etwa freitragende Fufswege aufserhalb der Tragwände angeordnet sind, können sie nicht als selbständiges Element angesehen werden, sie sind nur Anhängsel der Wände, und die

charakteristische Kunstform einer Brückenbahn, ein Hauptgesims, fehlt ganz. Hierher gehören Brücken mit Tragwänden aller Formen, sofern dieselben über die Bahn hinaufgehen, ferner Hängebrücken, bei welchen immer Tragseile, Hängstangen und Pilonen eine Wand bilden. Die Wandbrücken besitzen also zwei Hauptteile: Unterbau und Überbau, und sind bezüglich der Überbaukonstruktion ausführbar in zwei Baumaterialien: Holz und Eisen.

c. Tragbrücken. Bei diesen sind die oben angeführten drei Hauptelemente in ihrer natürlichen Rangordnung übereinander aufgebaut, und mittels architektonischer Gliederung deutlich gesondert. Der Überbau kann bestehen aus Gewölben oder Bögen mit Kämpfergesims, aus geradlinigen Sprengwerken, aus Platten, Horizontalträgern und Tragwänden aller Art unterhalb der Bahn. Somit sind die Tragbrücken in ästhetischer Beziehung dreiteilig, und können im Überbau aus den drei Baustoffen: Stein, Holz, Eisen hergestellt werden.

Zwischen Wand- und Tragbrücken in der Mitte stehen die in Eisenkonstruktion ziemlich zahlreichen Brücken, bei welchen die Bahn weder an die Unterkante von Tragwänden gehängt, noch auf deren Oberkante gelagert ist, sondern irgendwo zwischen Unterkante und Oberkante an die Tragwände befestigt ist. In den meisten Fällen ist hier eine Behandlung als Wandbrücke angezeigt, weil die Bahn versteckt innerhalb der Tragwände zu liegen pflegt, und es für den äufseren Eindruck nun ziemlich gleichgiltig ist, ob die letzteren ganz unten oder etwas weiter oben ihre Belastung empfangen (vergl. Holzschnitt Fig. 2). Zuweilen ist aber auch der Fall auf eine Tragbrücke zurückzuführen, insbesondere, wo der Überbau eine Bogenlinie vollständig klar unterhalb der Bahn aufweist, und die letztere mit Fufswegen und Geländern den oberen kleineren Flächenteil des Überbaues in der Façade zudeckt; z. B. an der Coblenzer Brücke (2. Abt. dieses Werkes T. XXX, F. 8 in der 1. Aufl.[1]), an der Constanzer Brücke (T. XXVIII, F. 15).

Indem wir die drei Brückengattungen in den folgenden drei Abschnitten gesondert besprechen, bleiben die ihnen gemeinsamen Geländerkonstruktionen dem letzten Abschnitt vorbehalten.

B. Thorbrücken.

§ 8. Anwendbarkeit der Kunstidee von Thorbrücken. Nach der oben ausgesprochenen Idee von Thorbrücken kann deren Überdeckung eine technische Konstruktion von beliebiger linearer Begrenzung gegen die Durchbrechung sein, wird aber nicht als selbständiges struktives Element behandelt. Selbst ein Bogen ist hier im ästhetischen Sinne nicht tragend, wenn man ihn auch im Innern technisch dazu benutzt. Die genannte rein geometrische Abgrenzung kommt auch den Seiten der Thoröffnung zu, und somit ergiebt sich die gleiche Formbildung rings um das ganze Loch: ein umschliefsender Rahmen. Derselbe empfängt denn auch überall das gleiche Profil, welches ohne Unterbrechung um die Öffnung herumläuft, soweit deren Begrenzung über dem Erdboden überhaupt sichtbar ist.

Die Idee eines umrahmten Loches ist um so mehr gerechtfertigt, je kleiner die Öffnung gegenüber dem durchlochten Massiv ist, je weniger der Bestand des letz-

[1]) Wo auf die 2. Abteilung des Brückenbaues, welche hauptsächlich die eisernen Brücken enthält, verwiesen wird, kann es nur mit Bezug auf die 1. Auflage geschehen, doch werden die betreffenden Figuren leicht auch bei etwaiger anderer Numerierung in der bevorstehenden 2. Auflage herauszufinden sein.



teren von dem Loch gestört oder überhaupt abhängig ist. Das Prototyp der Thorbrücken ist ein ringförmiges Tunnelportal, T. XXVI, F. 1. Die Masse des Berges überwiegt weit die Fläche der Öffnung und ist an sich vollkommen solid, der steinerne Rahmen hat auch technisch nicht viel mehr zu tragen als sich selbst, und hat nur das rauhe Bergloch nach einer regelmäfsigen Linie einzufassen. Bei der annähernden Kreisform treten Unterschiede von oben und unten, Seiten und Decke, Unterbau und Überbau gar nicht hervor, es zeigt sich gleichsam eine Röhre, von welcher ein Segment mit Kies angefüllt ist, um sie bequemer durchfahren zu können. Etwaige Lücken der umgebenden Bergwand mögen mittels Steinpackung naturalistisch wieder ergänzt werden, sind aber von dem Rahmen entschieden abzusondern.

Nächstdem ist die Umrahmung gewöhnlich eine geeignete Kunstform, wo ein mächtiger Mauerkörper durchlocht wird, welcher eine hinter ihm befindliche, namentlich eine ihn noch überragende Erdmasse zu stützen hat: gewöhnliche wandartige Tunnelportale[8]), Durchlässe und Durchfahrten unter einem Damm, T. XXVI, F. 3. In solchen Fällen sieht nämlich eine Teilung in Unterbau und Überbau kleinlich aus, weil beide mit ihren geringen Dimensionen augenscheinlich aufser Stande sind, jene überwältigende Masse zu tragen; die letztere ist ästhetisch kräftig genug, um für sich selbst zu sorgen, und es rechtfertigt sich vollkommen, die geringe Unterstützung, welche die Deckplatte oder das Gewölbe etwa noch gewährt, architektonisch aufser acht zu lassen gegen den weit mehr imponierenden, rein geometrischen Gegensatz zwischen Masse und Loch.

Andere Umstände, welche zu der Idee einer Thorbrücke leiten, liegen bei Wegüberführungen in Steinkonstruktion mit einer Öffnung vor (T. X, F. 23 und T. XXVI, F. 2). Hier erscheint in der Perspektive des Einschnittes, analog seiner bekannten Ausführungsart, jede Verengung wie eine ursprünglich volle und durchlochte Absperrung. Die Widerlager und Flügel des Bauwerks, ja die ganze Silhouette, erscheinen als verwandte Masse zu den Einschnittswänden, welche hinwieder haltend auftreten, wenn die Durchlochung je das Gleichgewicht stören sollte, sei es mit sichtbaren oder mit unterdrückten Widerlagern. Von besonders charakteristischer Form sind jene häufig erbauten Wegüberführungen „Brückthore“, bei welchen die Widerlager nach einwärts geschwungen sind, ähnlich dem Querprofil der meisten Tunnels.

Aber auch, ohne dafs natürliche Erd- und Felsmassen zu dem Bauwerk in Beziehung treten, kann das letztere als Thorbrücke aufgefafst werden. Entsprechend der uralten Überdeckungsweise von Öffnungen mittels überkragter Steinschichten, war es die antike Idee, den Bogen als Wanddurchbrechung auszustatten, und seine statische Aufgabe selbst nachdem er Gewölbeschnitt erhalten hatte, architektonisch zu ignorieren. Die Öffnung wird durch einen mehr oder weniger reich gegliederten Rahmen (Archivolt) eingefafst. Man kann sich diese Kunstidee wohl gefallen lassen, sobald bedeutende Massen zwischen je zwei Öffnungen auf eine ursprünglich mauerartige und stellenweise durchbrochene Versperrung des ganzen Flufsprofils hindeuten. Die Öffnungen selbst sind dann technisch und ästhetisch unabhängig von einander. Auf diese Art sind viele Brücken der Römer und der Renaissancezeit behandelt, so die Engelsbrücke in Rom aus dem 2. Jahrhundert, ferner aus dem 16. die Brücke St.-Trinita in Florenz, die Kurfürstenbrücke in Berlin, und die kürzlich abgebrochene Königsbrücke daselbst.[9]) Ein Beispiel

---

[8]) Siehe den ersten Band des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften (1. Aufl.), T. LVIII; insbesondere F. 6 u. 7.

[9]) Abbildungen der beiden zuerst genannten älteren Brücken in Reynaud. Traité de l'architecture. I.; der Kurfürstenbrücke in Berlin und seine Bauten (3. Abschn.), der Königsbrücke in der Zeitschr. f. Bauw. 1876, Bl. 68.



aus neuester Zeit bietet die Landfeste der Mannheimer Rheinbrücke, T. XXVI, F. 8b, mit bedeutenden Stützmauern, durchbrochen mit einigen Öffnungen, welche über dem gemeinsamen Sockel mit Rahmen eingefaſst sind.

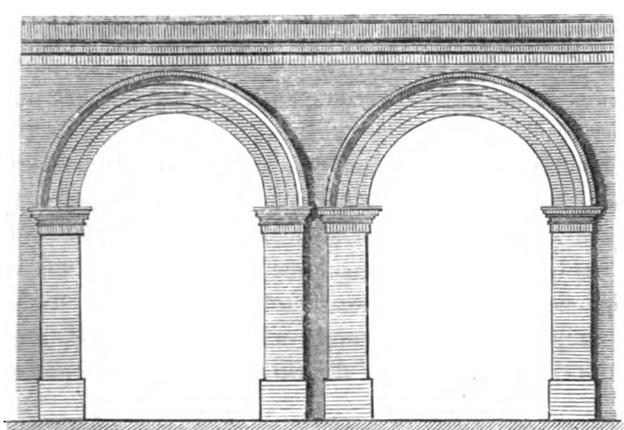
Alle diese Beispiele zeigen nun auch bereits die Schwierigkeiten und Grenzen für die Anwendbarkeit einer „Thorbrücke". Wo das Bauwerk zwei oder mehr Öffnungen erhalten soll, müssen deren Scheidemassen, strenge genommen, als Bestandteile eines einheitlichen Massivkörpers noch kräftig genug erscheinen. In einigen Fällen kann auch wohl nach Art gekuppelter Fenster ein gemeinsamer Rahmen um zwei Öffnungen gelegt werden, wo dann die Scheidemauer nicht als notwendige Stütze des ganzen Mauerkörpers, sondern höchstens als untergeordnete Stütze für das Eigengewicht des Rahmens zu dienen hat (Doppeldohlen). Bei gröſseren Dimensionen wird die Lösung schwieriger, weil die Erhaltung eines Massivs als Ganzes über mehrere Öffnungen hinweg unwahrscheinlicher wird, also die Mittelmauer immer notwendiger die Funktion der Unterstützung übernehmen muſs. Je reicher die Bauweise, desto eher erwartet dann das Auge die technische Mittelstütze auch künstlerisch als Unterbau, als Pfeiler behandelt, und Aufgeben der Idee des allseitigen Rahmens. Ähnliche Schwierigkeiten erwachsen der Thoridee, wenn überhaupt die Dimensionen eines Loches groſs sind gegen den daneben und darüber befindlichen Rest des Massivs. Hier kann ein gleichsam nachträglicher Durchbruch, bei welchem der Mauerkörper im Gleichgewicht blieb, nicht stattgefunden haben. Der letztere ist augenscheinlich in der natürlichen Reihenfolge als Tragbrücke errichtet worden, und der Beobachter verlangt dann auch eine Formbildung, welche dieses konstruktive Sachverhältnis nicht ignoriert, sondern im Gegenteil zum Ausgang nimmt. Endlich liegt noch ein weiterer Anstoſs an der Umrahmung vor, wenn die Spannweite der Öffnung bedeutend ist, selbst da, wo ein noch viel ansehnlicheres Massiv sie umgiebt. Man kann niemanden zumuten, sich die selbständige Tragfähigkeit eines Mauerkörpers über Spannweiten hinweg vorzustellen, von welchen jeder Laie ohne Nachdenken weiſs, daſs bei Anwendung der üblichen Bausteine Einsturz erfolgen muſs. Es wäre der schon in § 4 c. gerügte Fehler, eine Kunstform ohne weiteres auf anderen Maſsstab zu bringen, ein Thorweg aus Riesenblöcken für Riesen. In dieser Beziehung dürfte wohl ein Tunnelportal beiläufig die zulässige Grenze abgeben, welche durch eine Thorbrücke nicht zu überschreiten ist, ohne als Menschenwerk für menschliche Anschauung unbehaglich zu werden.

Als Beleg für alle angeführten Schwierigkeiten diene der englische Eisenbahn-Viadukt über den Dee, T. XXVI, F. 9, bestehend aus 19 Öffnungen von 18 m Weite, Zwischenmauern von 4 m Dicke und 45 m hoch. Alle Gewölbe und Pfeilerkanten sind mit einem sehr entschiedenen Rahmenprofil versehen. Wie wenig entspricht aber diese Formbildung den thatsächlichen Verhältnissen, denn diese schlanken Pfeiler und geringen oberen Massen können unmöglich ein Massiv bilden, welches eine Gewölbeunterstützung mit einem Schein von Berechtigung verschmähen darf. Dann verlangt aber die Wahrheit, nicht zu verstecken was ein wesentliches Element des Werkes sein muſs, am wenigsten eine beliebige Idee an die Stelle zu setzen, welche augenscheinlich nur Blendwerk sein kann. Die Verhältnisse dieses Viaduktes fordern unbedingt eine Tragbrücke.

Aus dem gleichen Grunde erscheint die Kombination verwerflich, eine Umrahmung des Bogens nur auf diesen letzteren zu beschränken, vom Bogenanfang abwärts aber Tragkörper mit Kämpfergesims u. s. w. zu verwenden, der Typus unzählicher römischer Bogenstellungen aus Pilastern und Archivolten, welcher zuweilen auch bei Brücken gewählt worden ist, (Fig. 1, Aquadukt zum Turm der Winde in Athen). Man hat dann



Fig. 1.



unterhalb des Bogenanfangs den Unterbau einer Tragbrücke, oberhalb desselben das Oberteil einer Thorbrücke, also beides halb und nichts vollständig. Statt einer solchen verwirrenden Zwitterbildung müſste entweder der Rahmen der ganzen Öffnung umgelegt, oder statt seiner ein tragender Bogen ausgebildet werden. Möge sich der Ingenieur durch die Ansehnlichkeit seiner Lasten und Massen immer veranlaſst finden, ästhetisch wahr zu bauen, und bei jeder Aufgabe zu erwägen, welche Kunstidee den gegebenen Lokalumständen und technischen Konstruktionen ungezwungen entspricht.

§ 9. Gestaltung des Massivkörpers.[10]) Der Mauerkörper, durch welchen eine Thorbrücke führt, hat stets Horizontalschub von hinten auszuhalten, sei es durch eine überragende Dammschüttung, durch eine natürliche Bergwand (Tunnelportal), durch eingeschlossene Erde oder Hohlräume. Selbst an einem kompakten Mauerkörper entsteht der unwillkührliche Eindruck, daſs eine Tendenz zum Ausbauchen und Auseinandergehen besteht, wie es ja bei der Zerstörung thatsächlich zugeht. Immer ist daher das Massiv als Stützmauer gegen horizontale Schubkräfte zu entwerfen. Die technischen Betrachtungen, welche hierbei einem konkaven Profil den Vorzug des geringsten Materialaufwandes geben, leiten auch das ästhetische Gefühl des Laien, weil der Widerstand gegen die zuerst eintretende Gefahr des konvexen Ausbauchens verstärkt ist. Geradliniger Anzug erscheint schon weniger kräftig, senkrechte Begrenzung am ungünstigsten.

Auſser durchlaufenden Begrenzungsflächen erhalten Stützmauerkörper zuweilen Strebepfeiler (T. XXVI, F. 3). Wenn es von lokalen Preisverhältnissen abhängt, ob dieselben technisch zweckmäſsig sind, so leidet es keinen Zweifel, daſs sie immer einen ästhetisch erfreulichen Eindruck machen. Man hält sie unwillkührlich für einen Zuschlag an Sicherheit, da man die eigene Dicke der Stützmauer nicht schätzen kann, sieht ferner das Mauerprofil am Strebepfeiler scharf vortretend von der Seite, und gewinnt damit eine klare Charakteristik der Konstruktion.

Der Vorsprung eines Strebepfeilers kann unter Umständen von oben bis unten konstant bleiben. Es trägt aber zur Verstärkung des Eindrucks bei, wenn dieser Vorsprung nach unten wächst, denn der konzentrierte Erddruck erfordert am Strebepfeiler mehr Sicherheit als an der glatten Mauer. Den Vorsprung oben bis Null abnehmen zu lassen, wie es die Theorie für zweckmäſsig erklärt, erscheint in der Regel schwächlich. Keinenfalls soll der Strebepfeiler sich der Senkrechten mehr nähern als die übrige Mauer, indem er sich nach oben verdickt. Die Zunahme des Vorsprungs mag kontinuierlich angeordnet sein oder absatzweise. Letzteres entspricht freilich nicht der kontinuierlichen Zunahme des Erddrucks von oben nach unten, gewährt aber den Vorteil, daſs man an

---

[10]) Die in § 9 erörterten Einzelheiten sind in den F. 2, 3, 8 der T. XXVI, sowie in T. XXVIII, F. 13 zu erkennen, weitere Motive an gut ausgestatteten Brückthoren, Unterführungen, Tunnelportalen zu finden, z. B. in den Veröffentlichungen über die badischen Eisenbahnen.

jedem Absatz von neuem veranlafst wird, den Vorsprung des Strebepfeilers vor der Mauerfläche zu schätzen, zu vergleichen und dadurch eine richtigere Vorstellung von dem Zusammenhang beider Profile gewinnt. Im ganzen werden die Absätze so einzurichten sein, dafs eine vermittelte Linie durch sämtliche vorspringende Kanten gut aussieht, also etwa eine konkave Kurve ergiebt.

Auch an der Breite des Strebepfeilers ist eine Zunahme nach unten konstruktiv gerechtfertigt, doch nicht in demselben Grade wichtig wie bei dem Mafse des Vorsprungs. Absätze in der Breite, ohne solche nach vorn, sehen daher schlecht aus, wohl aber kann man die Vorderfläche eines Strebepfeilers irgendwo absetzen, ohne auch die Seitenflächen ebenso zu behandeln. Die rechteckige Grundform des Horizontalschnittes eines Strebepfeilers mag überhaupt durch Entkantung mehr oder weniger modifiziert werden, doch mit Vorsicht, um nicht allzu zierlich zu bauen, was doch für Strebepfeiler nicht passen würde.

Mauerstreifen, welche mit geringem und konstantem Vorsprung sowie mit konstanter Breite hergestellt sind, Lissenen (T. XXVI, F. 2), sind ebenfalls als Verstärkung eines Massivs wohl anwendbar, aber bei weitem nicht so charakteristisch wie Strebepfeiler. Sie sind wegen ihrer an sich geringen Masse eher dem übrigen Mauerkörper untergeordnet, als umgekehrt, mehr zum Zweck geometrischer Einteilung als konstruktiver Verstärkung vorhanden. Hieraus folgt, dafs eigentliche Lissenen in Bezug auf Mauerverband, Sockel und Bekrönung bescheidener gehalten werden müssen, als kräftige Strebepfeiler — ein Grundsatz, gegen welchen freilich oft gesündigt worden ist, um recht viel Dekoration anbringen zu können.

Das Mittelfeld zwischen zwei Strebepfeilern unterliegt den oben angeführten Bedingungen des Mauerprofils um so weniger strenge, je zahlreicher und kräftiger die Strebepfeiler angeordnet sind, weil eben den letzteren dann ersichtlich die Hauptwirksamkeit zufällt. Unter Umständen dürfte das Mittelfeld senkrecht stehen. Besonders charakteristisch fällt die Anordnung der Mittelfelder als Nischen (im Grundrifs konkav) aus, indem die Übertragung des Erddruckes an einzelne feste Punkte sehr deutlich wird. Im allgemeinen mögen die Verhältnisse zwischen Abstand, Vorsprung und Breite der Strebepfeiler nach der Absicht gewählt werden, den Gesamtkörper entweder mehr zu zerlegen oder mehr geschlossen zu halten, je nachdem es mit seiner Bestimmung und Umgebung harmoniert. Da jedoch immer eine Überordnung der Strebepfeiler vor den Zwischenmauern stattfindet, so kann sich dies Verhältnis auch in der Materialbehandlung aussprechen, indem man jenen höhere Schichten, derbere Oberflächen, kräftigere Farbe erteilt, oder wenigstens ihre Kanten auf diese Art hervorhebt.

Bei einiger Sorgfalt in der Formbildung wird der Massivkörper nach oben durch ein Deckgesims abgeschlossen. Die technische Bestimmung desselben besteht darin, die Mauerfläche vor herabrieselndem Wasser zu schützen, welches teils von der darüber befindlichen Erdfläche oder Brückenbahn, teils aus der Atmosphäre an sie gelangen könnte. Von daher ist die Formbildung dieses Bauteils abzuleiten, im einfachsten Fall eine vorspringende Platte mit Wassernase oder Hohlkehle, aber auch mit Ziergliedern und Konsolen reicher ausgestattet (vergl. § 26). Damit wird zugleich das ästhetische Bedürfnis einer Krönung des Bauwerkes befriedigt. Eine Mauer ohne die geringste Auszeichnung ihrer Oberkante erregt Zweifel, ob sie eigentlich fertig sei oder noch höher geführt werden solle. Die Ausladung des Deckgesimses wäre im Verhältnis teils zur Höhe der Mauer, teils zum Mafs ihres Anzuges zu wählen, wenn auch nicht davon die Rede sein kann, eine solche Mauerfläche vollständig vor Regen zu schützen. Von zwei

gleich hohen Mauern wird demnach die stärker geneigte, von zwei Mauern ähnlichen Profils die höhere das weiter ausladende Deckgesims erhalten.

Auch die etwaigen Strebepfeiler müssen bekrönt werden. Sie endigen entweder schon unterhalb des Deckgesimses, oder gehen in dem letzteren selbst aus, oder werden gar darüber hinauf freistehend fortgesetzt. Die letzte Anordnung dürfte sich im Ingenieurwesen wohl niemals eignen, weil dann die Mittelfelder gar zu untergeordnet, gleichsam nachträglich eingebaut erscheinen. Zwischen den beiden anderen Lösungen findet folgender ästhetische Unterschied statt: endigen die Strebepfeiler unterhalb des Deckgesimses, schon an der glatten Mauerfläche, sei es mit einer Abschrägung nach vorn oder mit einem Giebeldach, so dominiert das Gesims über dem gesamten Bauwerke, welches eben dadurch einheitlicher erscheint. Gelangen die Strebepfeiler dagegen bis in das Mauergesims, um mit dessen Deckplatte selbst bedeckt oder auf andere Weise abgeschlossen zu werden, so treten sie selbständiger gegen die Zwischenfelder auf, fügen sich aber noch der gemeinsamen Bestimmung, eine Erdanschüttung oder Brückenbahn zu tragen. Für Lissenen dürfte sich, zufolge ihrer oben geschilderten Charakteristik, am besten ihre Überleitung in ein unteres Glied des Deckgesimses, sei es glattes Zierglied oder Konsolenreihe, eignen.

Auch am Fufse des Massivs ist ein Vorsprung: Sockel erforderlich. Ohne ihn sieht das Bauwerk eingegraben aus, nur durch ihn wird das Kunstwerk von der Natur gehörig abgesondert. Der Sockel kann, gleich den Strebepfeilern, entweder mit gleicher oder mit stärkerer Neigung als die über ihm aufsteigende Mauer versehen sein. Besonders ist das letztere Verfahren charakteristisch, weil dadurch fürs Ganze das stabile Konkavprofil eingehalten wird. Würde man umgekehrt unter ein geneigtes Mauerprofil einen senkrechten Sockel stellen, so würde das Ganze bereits ausgebaucht erscheinen. Bei dem Absatz zwischen Sockel und Mauer findet sich, aufser bei besonders rauher Formbildung, ein Sockelgesims, dessen Profilierung auf den Funktionen der Übertragung des Druckes aus einem schmäleren in einen breiteren- Körper und der Ableitung des Regenwassers beruht. An Strebepfeilern mag, zufolge ihrer Überordnung über die Zwischenfelder, das Sockelgesims kräftiger profiliert sein oder höher liegen als an letzteren. Bei geringem Vorsprung, wie an Lissenen, würde ein angemessen kräftiger Eindruck erzielt, wenn letztere erst oberhalb des Sockels beginnen, somit ein stark vortretender glatter Sockel den Gesamtkörper unterstützt.

Wir erhalten demnach an jedem architektonisch behandelten Mauermassiv die Dreiteilung in Sockel, Hauptteil und Deckel. Die Höhenverhältnisse dieser drei Teile gegeneinander sind sehr wichtig, weil aus ihnen der Gesamteindruck des Emporstrebens, der Ausbreitung u. s. w. entsteht. Je höher die Krönung (Deckgesims nebst etwaiger Brüstung), desto schwerer belastet, je höher der Sockel, desto fester gegründet erscheint der Bau. Nie sollen beide gleichgestaltet sein, etwa als zwei gleich hohe, um Gleiches ausladende Steinschichten; der Sockel mufs vielmehr an Masse überwiegen, wie sich aus seiner statischen Bestimmung ergiebt. Weitere Horizontalabteilungen auf der mittleren Hauptfläche des Massivs sind nicht angezeigt; denn der Erddruck, als der Hauptfaktor der Formbildung, wächst kontinuierlich von oben nach unten. Zwischengesimse machen gewöhnlich schwächlicheren Eindruck, als eine zusammenhängende Fläche. Wenn das Bedürfnis eintritt, die letztere bei beträchtlicher Höhe etwas zu beleben, reicher auszustatten, so bieten sich zu diesem Zweck die Hilfsmittel eines charakteristischen Steinverbandes dar: Hervorhebung von wagrechten Bändern oder von Bindern, von verzahnten Eckquadern neben Strebepfeilern, von sonstigen verzahnten Quaderstreifen in senkrechter

Richtung u. dergl. Man kann hiermit eine gewisse Beziehung zu den oben erwähnten Absätzen an Strebepfeilern einhalten, hat sich jedoch in acht zu nehmen, dafs der Massivkörper nicht zu zierlich ausfällt. Aus letzterem Grunde ist namentlich vor einer Umrahmung der durch Sockel, Gesims und Pfeiler eingefafsten Felder zu warnen (T. XXVI, F. 8ᵇ). Dies beruht auf einer Verkennung der statischen Aufgaben, wie schon in § 4 angedeutet wurde. Endlich ist zu bemerken, dafs Absätze an Strebepfeilern am besten schräg abgedeckt werden, teils in Ähnlichkeit mit den Sockelgesimsen, teils behufs eines lebendigen Eindruckes vom anstrebenden Widerstande in schräger Richtung (Resultante zwischen Erdschub und Mauergewicht). Die Wasserableitung erfordert an den Absätzen jederzeit ein Deckgesims.

§ 10. Gestaltung des Rahmens. Ist im Verhältnis zu den Dimensionen des ganzen Bauwerks eine passende Breite des Rahmens festgesetzt, so hat man als Grundformen desselben einen kantigen Ring, welcher zuweilen als besonderes Materialstück, ähnlich den Thürgewänden, verkörpert ist (T. XXVI, F. 8ᵇ), oder eine Abkantung, durch welche der Lichteinfall, Wasserdurchflufs und Verkehr vorteilhafter in die Thoröffnung hineingeleitet wird (T. XXVI, F. 3). Indessen begnügen sich meistens nur kleine Bauwerke mit der einen oder anderen Grundform in einfachster Gestalt. Häufig werden beide kombiniert, als gemischter Rahmen, vorspringender Ring mit Abkantung, wie ihn die Überführung T. XXVI, F. 2 zeigt. Ferner können mehrere Rahmen konzentrisch umeinander angeordnet werden, sei es, dafs die beabsichtigte Gesamtbreite nicht aus einem Stück gewonnen werden kann (Gewände oder Backsteinringe), sei es, dafs dieser technische Umstand doch in der Idee unterlegt wird. An einer solchen Kombination können entweder mehr die scharfen Absätze zwischen den Ringen hervorgehoben werden, oder eine bedeutende Abschrägung, mit kleineren Einkerbungen versehen, erscheinen.

Zur Schmückung von Rahmen dient vor allem ein Rand am äufseren Umfang (T. XXVI, F. 1), wie solcher u. a. am Profil des römischen Archivolts niemals fehlt. Hierdurch wird, besonders gegenüber der etwaigen Entkantung nach innen, die Beziehung des Rahmens zum Eingerahmten verstärkt, und ein sichtlicher Unterschied von Tragbögen geschaffen, indem der innere Rand des Gewändes anders aussieht als der äufsere. Das Profil dieses Randes kann mannigfaltig gestaltet sein, am besten selbst wieder nach innen und aufsen unsymmetrisch. Der Rand dient auch dazu, den Vorsprung der Gewändfläche vor dem Massiv ansehnlicher erscheinen zu lassen, als er wirklich ist. Sodann bieten Nuten, Rundstäbe und Hohlkehlen Gelegenheit zu reicherer Verzierung eines Rahmens, wobei nur Vorsicht gebraucht werden mufs, eine bestimmte Grundidee, sei es Ring oder Abkantung, immer noch im Gesamteindruck klar zu bewahren.

Ein Rahmen kann ferner mit einem rhythmischen Ornament ausgestattet werden, wobei indessen mangels bestimmter konstruktiver Hauptrichtungen nur eine einfache Reihe aus lauter gleichen Elementen sich eignen würde. In einfachster Art geschieht das schon durch die Fugen des Gewölbes, falls ein solches die Öffnung überspannt und mit seinen Steinen in den Rahmen einbezogen wird. Doch ist der Steinschnitt noch keine sehr charakteristische Verzierung, weil er nach innen und aufsen symmetrisch liegt, und demnach zur Verwechselung mit Tragbögen veranlassen kann. Jedenfalls müssen die Gewölbsteine oder die Teile derselben, welche etwa aufserhalb des Rahmens zu liegen kommen (T. XXVI, F. 2) anders, und zwar ganz übereinstimmend mit der übrigen Fläche

des Massivs behandelt werden. Sonst können alle rings um die Öffnung gereihten Ornamente angewendet werden, wobei jedoch strenge genommen eine bestimmte Richtung ihres Laufes nicht eingehalten werden darf, da bei einem Rahmen oben und unten einerlei ist (Perlenschnüre, Knopfreihen u. dergl.). Günstig wirkt immer unsymmetrische Anordnung des Ornamentes nach innen und aufsen. Dagegen widerspricht dem Bildungsgesetz des Rahmens eine Auszeichnung des Schlufssteins, weil sie aufs Tragen hindeutet; gleichwohl kommt sie bei römischen Archivolten vor zur weiteren Verstärkung des am Schlufs von § 8 erörterten Widersinnes, und wird gedankenlos noch heute oft genug nachgeahmt (T. XXVI, F. 8b; T. XXVII, F. 12).

Wenn das Massiv mit einem Sockel versehen ist, so tritt derselbe an der Öffnung in Konflikt mit dem Rahmen. Eines der beiden Bauglieder mufs preisgegeben werden, falls nicht eine Vereinigung beider gelingt. Diese drei Möglichkeiten sind an den Thorbrücken auf T. XXVI dargestellt. In F. 1 geht der Rahmen abwärts, soweit die Öffnung überhaupt sichtbar ist, und der etwaige Sockel, den ein Mauerkörper (statt der Felswand) erhalten würde, stöfst stumpf an der Aufsenkante des Rahmens ab, was jedoch einen etwas harten Eindruck macht. Dagegen hat man in F. 3 umgekehrt den Sockel in die Laibungsfläche der Öffnung hineingeführt, und der Rahmen beginnt erst oberhalb, steht auf dem Sockel. Das ist noch kein Widerspruch gegen die Idee, dafs der Rahmen kein unten und oben kennt, denn er ist ein Bestandteil des Massivkörpers, und teilt dessen Begründung durch den Sockel. Einen geeigneten Mittelweg endlich zeigt F. 2, woselbst die Abkantung des Sockels mit derjenigen des Rahmens zusammenhängt, eine Lösung, welche bei reicherer Ausstattung beider Elemente mit Ziergliedern mannigfaltige Abänderungen zuläfst.

C. Wandbrücken.

§ 11. Gliederung der Mittelpfeiler. Bei Wandbrücken liegt der Überbau ganz oder teilweise über der Brückenbahn und unterscheidet sich selbständig von dem Unterbau: Mittelpfeiler und Widerlager (§ 7). Diese Anordnung begründet sich in der Regel nur da, wo Wasser vorhanden, und der Höhenabstand zwischen Hochwasser und Brückenbahn nicht hinreicht, um eine Überbaukonstruktion zwischen beide zu stellen, d. h. eine Tragbrücke zu bauen. Man hat es daher gewöhnlich nicht mit hochanstrebenden Bauten zu thun. Solche werden nur ausnahmsweise vermöge der eigentümlichen Konstruktion des Überbaues zu Wandbrücken, wie die Britannia-Brücke und hochliegende Hängebrücken. Als Normalfall darf vielmehr eine nahe über dem Wasser liegende Brücke vorausgesetzt werden.

Alle unterstützenden Bauteile, von der runden schlanken Säule, wie sie an Unterführungen und Röhrenpfeilern vorkommt, bis zum massigen Mittelpfeiler, werden bei künstlerischer Behandlung gegliedert, indem oben ein Kapitäl zum Empfangen der Belastung und Krönen der Stütze, unten aber ein Sockel zur Abgabe und Austeilung der Last auf das Fundament und zur Ablösung vom Boden ausgezeichnet wird. Bei starken Mittelpfeilern würde das Kapitäl den Namen Traggesims erhalten, entsprechend der ihm zukommenden statischen Aufgabe. Im Vergleich zu der Dreiteilung eines Massivs gegen Horizontalschub (§ 9) besitzt hier nur der Sockel die gleiche Bestimmung. Der Schaft eines Pfeilers aber fungiert wesentlich anders unter senkrechtem Druck, während dort Schrägkräfte auftreten. Ebenso verschieden ist die Bestimmung des obersten Teils: Deck-

gesims nach unten, Traggesims nach oben gerichtet, neben dem beiden gemeinsamen Dienste des krönenden Abschlusses.

Die Dreiteilung sollte vom Flufsbett, bezw. von der Oberfläche eines Fundamentkörpers (§ 2) an vorgenommen werden, weil man eine wechselnde Wasseroberfläche nicht als Pfeilerfufs ansehen kann. Hierauf beginnt der eigentliche Sockel des Kunstbaues. Sein Aufrifsprofil ist gewöhnlich eine gerade Linie mit Anzug, oder eine Reihe von Absätzen, deren verglichene Schräge jedoch viel steiler als bei jenen Fundamentstufen sein, und vom Auge ungezwungen in die Seitenfläche des Schaftes hinaufgeführt werden mufs (T. XXVI, F. 6). Der Sockel wird ungeteilt unter dem gesamten Grundrifs des Pfeilers durchgeführt, erhält aber unter Wasser statt gebogener Seiten von Vorköpfen zuweilen polygonale Form.

Der Schaft eines Pfeilers im Wasser besteht streng genommen aus drei nebeneinander stehenden Teilen mit verschiedenartigen Zwecken. Der Mittelkörper hat senkrechte Lasten zu tragen, die beiden Vorköpfe seitlichen Angriffen von aufsen nach innen zu widerstehen. Eine folgerichtige Formbildung würde daher erfordern, diese drei Teile auch äufserlich zu trennen, wie es in der That an älteren Brücken zuweilen geschehen ist, so auch in T. XXVII, F. 11. Aber zwei Umstände vereinigen die Teile doch wieder zu einem Ganzen: der Wasserdurchflufs verlangt stetige Flächen ohne Ecken, und die Belastung teilt sich im Innern des Pfeilers so aus, dafs die Vorkopfmassen mit davon zu tragen bekommen. Es wird deshalb die Aufsenfläche des Schaftes gewöhnlich nicht unterbrochen, und höchstens den Vorköpfen ein kräftigeres Material und Ansehen gegeben, als den Seiten des Mittelkörpers. Als Vertikalprofil eignet sich am besten eine gerade Linie, weil sie zwischen der in § 9 erörterten Konkave, und einer gegen den Wasserstofs zweckmäfsigen Konvexen vermittelt. Wo der Eisgang einen Vorkopf fordert, welcher spornartig mit flacher Neigung weit ausgreift, mufs die letztere in den steileren Anzug des Mittelkörpers überführt werden. Bei älteren Brücken ist dies gewöhnlich nach dem oben Angedeuteten stumpf geschehen. Eine andere Lösung zeigt die Elbbrücke bei Meifsen (T. XXVI, F. 4), welche nur vielleicht etwas unruhig aussieht, aber auch gut mit kontinuierlichen Flächen auszuführen wäre.

Was das Traggesims betrifft, so eignet sich für dasselbe bei der Dreiteilung gewöhnlich eine mäfsige Höhe, wegen des breit ausgestreckten Charakters der Wandbrücken. Bei der näheren Formbildung des Traggesimses kommt nun abermals der Unterschied zwischen Mittelkörper und Vorköpfen zur Sprache. Auf jenem ist wirkliche Unterstützung beabsichtigt, daher das Profil kräftiger als ein Deckgesims zu halten, und auf der Oberfläche kaum abzuschrägen. An den Vorköpfen dagegen wird fast ausschliefslich Deckung nach unten beabsichtigt, indem die Oberfläche der Vorköpfe nicht belastet, und zum Wasserablauf einzurichten ist. Glücklicherweise mag es wohl angehen, die beiden Funktionen des Tragens und Deckens in einer Profilform zu vereinigen, welche dann ohne Wechsel den gesamten Schaft krönen kann. Einfach und selbstverständlich scheint es ferner, ein Tragesims direkt unter die Unterkante des Überbaues zu legen, wobei immerhin eine Spalte zwischen beiden verbleiben kann, aber ästhetisch verschwindet. Der Vorkopf ist dabei entweder horizontal angelegt, etwa als Ruheplatz neben der Brückenbahn, oder mit einem abgeschrägten Deckel versehen (gewöhnlich in einem Stück mit dem Gesims), welcher nun vor der Tragwand liegt. Doch giebt es von dieser normalen Lage, welche einer bildlichen Darstellung kaum bedarf, mancherlei Abweichungen, welche nunmehr besprochen werden sollen.

So ist an der Weichselbrücke von Dirschau (T. XXVI, F. 6) das Gesims höher als die Überbaukante gelegt, sodafs kein architektonisch ausgebildetes Auflager für die letztere vorhanden ist. Offenbar hat dazu der freitragende Fufsweg veranlafst, welcher ziemlich viel höher als jene Kante liegt und nun mit dem Gesims korrespondiert. Diese an sich wohlberechtigte Durchführung einer scharf ausgesprochenen Horizontallinie hätte jedoch nicht verhindert, dennoch ein eigentliches Traggesims unter dem Auflager herzustellen, als das wesentlichste Element eines gegliederten Stützkörpers. Sollte aufserdem jenes Gesims in der Höhe des Fufsweges beibehalten werden, so hätte sich dadurch ein ganz ansprechender Sockelabsatz für den Turm ergeben, welcher als Bestandteil des Überbaues dieselbe Basis mit der Eisenkonstruktion, dasselbe Traggesims unter sich haben sollte. Nach diesem richtigeren Prinzip sind z. B. die Pfeiler der Elbbrücke bei Meifsen angeordnet (T. XXVI, F. 4).

Man sieht umgekehrt an der Eipelbrücke, T. XXVI, F. 7, das Traggesims wesentlich niedriger als die Überbaukante angeordnet, zwischen beiden eine Schwelle, welche nebst dem Vorkopfdeckel ästhetisch einen Teil des Gesimses bildet, mit der gleichen Funktion des Tragens. Diese Anordnung entspricht der Stellung und Höhe von Auflagerstühlen, und würde besonders charakteristisch ausfallen, wenn Gelegenheit ist, die Schwellen mit Konsolen unter den Tragwänden zu versehen, oder Sättel in sie einzulegen, vergl. den Dirschauer Pfeiler. Dies vermindert die Spannweite, befördert also fürs Auge den Eindruck der Unterstützung, wenn auch bei technischen Rechnungen nicht viel Wert auf derartige Vorkragungen gelegt wird.

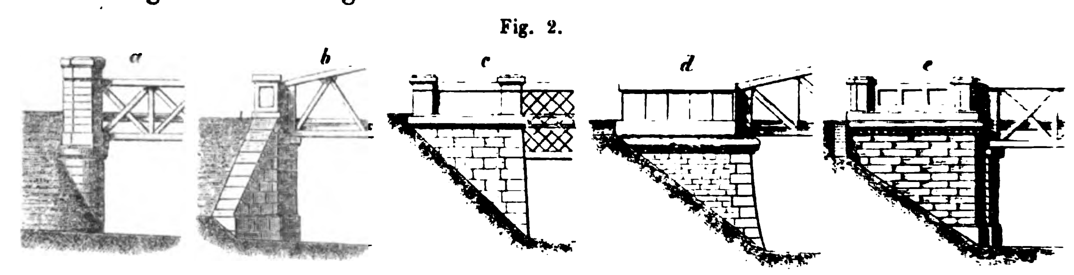
Bisher ist unterstellt worden, dafs die Vorköpfe bis an oder doch nahe an den Überbau reichen, sodafs das Traggesims sie mit dem Mittelkörper des Pfeilers gemeinschaftlich krönt. Dies ist selbst dann in der Regel zu empfehlen, wenn das Hochwasser den Überbau nicht ganz erreicht, und somit ein gewisser Luxus an Mauerwerk dadurch getrieben wird, dafs die Vorköpfe den Hochwasserstand überragen. Denn der uneingeweihte Beobachter glaubt meistens, dafs das Hochwasser, welches er ja in Wirklichkeit selten zu sehen bekommt, bis an die Brückenbahn steigen könne; erst damit ist ihm eigentlich die Stellung der Tragwände über der Brückenbahn begreiflich, welche sonst der natürlichen Reihenfolge von Stütze und Last widerspricht. Wo jedoch der Raum zwischen Hochwasser und Überbau beträchtlich ist, und wegen der Eigentümlichkeit der Tragwände (Hängebrücken), oder wegen der Schiffahrt (Britannia-Brücke, viele Strombrücken) leer bleibt, da wird man gern an Material zum Vorkopf sparen wollen, und gelangt dann auf eine Zwischenteilung, welche verschieden ausgebildet werden kann. Am richtigsten zerfällt ein solcher Pfeiler wohl in zwei Stockwerke übereinander, indem man, wie in T. XXVI, F. 8 und T. XXVII, F. 14 geschehen, das Vorkopfgesims ringsum führt. Jedes Stockwerk für sich ist ein vollständiger dreigeteilter Stützkörper. Dafs man nun zwei dergleichen aufeinander stellt, ist allerdings nach der statischen Hauptbestimmung nicht gerechtfertigt, weil nicht etwa in halber Höhe noch mehr Last dazu kommt. Aber eine andere Funktion: der Widerstand gegen Wasser, erteilt doch dem unteren Stockwerk mehr Bedeutung und rechtfertigt die Teilung. Immerhin gehören schon bedeutende Höhenverhältnisse dazu, wie sie glücklicherweise in obigen Fällen bestehen, um das obere Stockwerk ansehnlich und selbständig genug erscheinen zu lassen. Unterläfst man aber die Bekrönung des Vorkopfes und demnach auch die horizontale Teilung des Pfeilers gänzlich, so fällt der Vorkopf gewöhnlich unglücklich nackt und unfertig aus, wie es die Prager und Pester Hängebrücke (T. XXVI, F. 10 u. 12), noch stärker die Mainzer Eisenbahnbrücke zeigt. Gerade an den genannten Kettenbrücken hätte es nahe

gelegen, den Vorkopf bis an die Brückenbahn hinaufzuführen, woselbst ein Fufsweg das Portal umgiebt. Ein anderes Hilfsmittel liefse sich noch in der Art denken, dafs die Deckgesimse auf den Vorköpfen und das höherliegende Traggesims auf dem Mittelkörper durch Gesimsstreifen oder Ecklissenen an den vier senkrechten Kanten des letzteren in Verbindung gesetzt werden (T. XXVI, F. 14).

Eine ganz eigenartige Formbildung von Mittelpfeilern erscheint endlich noch an der Britannia-Brücke (T. XXVII, F. 2). Dieselbe ist als Wandbrücke anzusehen, weil keinerlei Merkmal die Lage der Brückenbahn anzeigt. Statt jedoch die Pfeiler bis an die Unterkante der Tragröhre aufzuführen, erheben sie sich noch weit höher als die letztere, weil sie anfänglich dazu bestimmt waren, der Tragfähigkeit der Röhre mittels einer Hängebrücken-Konstruktion zu Hilfe zu kommen. Da dies später als unnötig erachtet wurde, so machen die Röhren jetzt leider mehr den Eindruck von Balken, welche man durch die Pfeiler geschoben hat, um dieselben gegeneinander abzusteifen, und haben von ihrer Selbständigkeit als zweites Hauptelement der Brücke bedeutend eingebüfst.

§ 12. Formen der Widerlager. Wie schon in § 7 bemerkt wurde, kommt den Widerlagern eine doppelte Aufgabe zu: Unterstützung der Tragwände und Verkehrsübergang von der Brückenbahn auf die folgenden Erdwerke oder dergl. Die Vereinigung beider Zwecke in einem Bauteil ist ästhetisch nur dann zulässig, wenn derselbe verhältnismäfsig kurz ausfällt. Diese Voraussetzung ist zunächst in der Regel bei solchen Landpfeilern erfüllt, an welche sich landwärts kleinere Öffnungen anschliefsen, z. B. bei der Mannheimer Rheinbrücke (T. XXVI, F. 8). Die Tragwände samt dem zu ihnen gehörigen Portal werden klar durch den rechteckigen Landpfeiler unterstützt (wobei nur ein mehr charakteristisches Traggesims zu wünschen wäre), und es durfte derselbe als einheitliche Masse errichtet werden, weil sich bei verhältnismäfsig geringer wagrechter Ausdehnung unmittelbar andere Bauteile anschliefsen. Der Sockelabsatz entspricht der Vorkopfhöhe der Mittelpfeiler und dem Sockel der weiter folgenden Stützmauern, und liegt deshalb auffallend hoch; besseren Eindruck hätte es vielleicht gemacht, wenn man diese entfernten Beziehungen aufgegeben und den Landpfeiler für sich gegliedert, somit einen niedrigeren Sockel angeordnet hätte.

Fig. 2.



Was eigentliche Widerlager im unmittelbaren Anschlufs an Erdarbeiten betrifft, so diene vorstehender Holzschnitt zur Erläuterung der möglichen Fälle. Die oben genannte Voraussetzung der Kürze (in der Richtung der Brückenachse) wird in *a* dadurch verwirklicht, dafs der Unterbau eines Mittelpfeilers geradezu als Landpfeiler wiederholt ist. Man gewinnt bei solchen Mauerkörpern, welche behufs Ersparnis tief in Erddämme oder Steinkegel eingeschoben sind, leicht den Eindruck, dafs die Tragwände den gesamten Grundrifs belasten, somit dem Widerlager eine einheitliche Aufgabe zufällt. Trotzdem befriedigt die Lösung nicht völlig, weil das Auflager der Tragwände versteckt liegt,

während in *b* bei ebenfalls geringer Länge des Widerlagers die Teilung seiner beiden Aufgaben gefälliger erscheint. Dieses Beispiel zeigt, dafs selbst bei schräg oder normal zur Brückenachse gestellten Flügelmauern das Prinzip der Teilung wohl angebracht ist. Es empfiehlt sich hiernach auch bei solchen Wandbrücken, welche von Ufermauern abgehen, wie z. B. an städtischen Wasserläufen, wenn möglich einen schmalen Stützkörper vor die Mauer zu setzen, um ein klares Auflager der Wände zu erzielen. Sobald nun gar die Länge des Widerlagers beträchtlich ist, so tritt die Vereinigung der beiden Eingangs genannten Aufgaben zu einem architektonischen Ganzen, wie in *c*, geradezu in Widerspruch mit der Bedeutung der Kräfte. Es ist nicht mehr denkbar, dafs das Gewicht der Tragwände, welches nur vorn und leider noch dazu versteckt aufruht, sich aufs Ganze verteilt, und ebensowenig ist der Erdschub von gleichem Einflufs an dem vorderen schwer belasteten Teil und an den unbelasteten Flügelmauern. Unter Umständen wäre etwa noch die Lösung in *d* annehmbar, woselbst die Steinschwelle und Brüstung in ästhetischem Sinn eine Fortsetzung der Tragwand bilden, und somit der Unterbau gleichmäfsig und klar belastet wird: bei Tragwänden in Geländerhöhe mit tief liegender Bahn ein gutes Auskunftsmittel. Das rationellste Verfahren aber zeigt sich erst in *e*, und der Vorzug solcher Formgebung leuchtet in dieser Figur besonders ein, weil beide Teile auch noch an Höhe erheblich verschieden sind, und ohne klare Teilung der Mauerkörper eine ganz sonderbare Gestalt erhalten würden. Lediglich die Sockelhöhe mag beiden Teilen gemeinsam zukommen, etwa korrespondierend mit der Gliederung des Mittelpfeilers, wie überhaupt der vordere Bestandteil des Widerlagers naturgemäfs mit den Formen eines Mittelpfeilers übereinstimmt. Namentlich wo die Wandbrücke aus mehreren Öffnungen besteht, liegt es nahe, einen Mittelpfeiler geradezu zu halbieren, indem die Belastung am Widerlager beiläufig die Hälfte von derjenigen eines Mittelpfeilers beträgt. So sieht man in T. XXVI, F. 7, das Widerlager organisch gesondert in einen halben Tragpfeiler mit Vorkopf, einen vortretenden Massivkörper für das Portal, und Flügelmauern zum Anschlufs an den Damm, ähnlich in T. XXVII, F. 12, nur dafs hier der Halbpfeiler eckig gestaltet ist, indem zu einer Abrundung kein Bedürfnis vorlag.

Um die vorstehend erörterten Grundsätze auch unter den besonderen Verhältnissen anschliefsender Gebäudemassen zu erörtern, diene die Eisenbahnbrücke über die Mosel bei Coblenz, T. XXVI, F. 13ᵃ. Der Widerlagkörper erhebt sich aus fortifikatorischen Gründen über der Brücke. An seiner hohen Mauerfläche scheinen die Tragwände seitlich befestigt, denn kein abgesonderter Stützkörper, nicht einmal ein Traggesims weist auf ein Auflager hin. Im Gegenteil ist die Befestigungsstelle wie zufällig über dem vorhandenen Gesims gewählt, das Massiv scheinbar ohne Rücksicht auf die Brücke erbaut und letztere etwa nachträglich angesetzt. Man ergänze in der Figur den fehlenden Landpfeiler vor dem vorhandenen Massiv, wie es bei den Widerlagern der Weichselbrücke bei Thorn, F. 13ᵇ [11]) geschehen, und der Eindruck befriedigt sofort, weil Formbildung und Konstruktion in Einklang kommen. Vermutlich wurde in Coblenz der ästhetische Fehler durch militärische Rücksichten veranlafst, immerhin hätte eine höhere Lage des Gesimses direkt unter den Tragwänden die Sache verbessert. Eine entsprechende korrekte Lösung zeigt die Britannia-Brücke (T. XXVII, F. 2), bei welcher ebenfalls der Widerlagkörper über die Tragwände emporgeführt ist. Aber derselbe ist erstens in einen Landpfeiler und Flügelmauern zerlegt, und deutet ferner das verborgene Auflager der Röhren mittels eines kräftigen Traggesimses genügend verständlich an.

[11]) Irrtümlich heifst die Überschrift auf der Tafel: Memelbrücke bei Tilsit.



§ 13. Tragwände. In der Regel besitzen Tragwände eine horizontale Unterkante, ob die Brückenbahn unmittelbar neben derselben oder etwas höher liegt. Auch bei linsenförmigen Trägern über der Bahn (Mainz, Hamburg), und bei Hängebrücken ist dies der Fall, indem die Hängestangen ästhetisch zur Tragwand gehören. Der Gesamteindruck charakterisiert sich somit wesentlich durch die Oberkante, welche wagrecht, konvex oder konkav sein kann. Bei der architektonischen Behandlung ist wie immer von der struktiven Bedeutung auszugehen, und das ist hier eine schwebende Wand. Gegen diese einfache Regel ist gleichwohl oft gesündigt worden, und zwar so, daſs man eine stehende Wand daraus gemacht hat. Namentlich an älteren verschalten Holzbrücken wurde der Träger nach Art eines Mauerwerks mit Sockel und Hauptgesims, ja mit Pilastern ausgestattet. Daſs aber ein Sockel auf der Luft steht, daſs ein Hauptgesims als Repräsentant einer schweren Fläche o b e n angebracht, daſs überhaupt die Druckfestigkeit von Mauerwerk statt der Biegungsfestigkeit der Wand im ganzen charakterisiert wurde, war durch nichts begründet.

Die Grundform einer Tragwand mit horizontalen Kanten ist ein Balken, und zwar trifft die Ähnlichkeit noch besser zu, wenn man annimmt, dieser Balken sei nicht von auſsen belastet, sondern bloſs selbst schwer, da bei der Tragwand die Belastung mehr oder weniger versteckt liegt. An dem Balken sind bekanntlich die statischen Funktionen in Bezug auf die neutrale Achse symmetrisch, und wenn dies auch noch nicht gar lange mathematisch festgestellt worden, so hat man doch die Formbildung in der Regel nach dem Gesetz der Symmetrie vollzogen, als ältestes Beispiel schon an ägyptischen und dorischen Architraven.[12]) Bei Holz und Schmiedeisen ist vermöge der Gleichheit der Festigkeit gegen Zug und Druck die Symmetrie an Balken und Wänden technisch genau; bei Anwendung von Guſseisen liegt zwar die neutrale Achse nicht in der halben Höhe, man halte aber doch die formale Symmetrie nach oben und unten fest, um dem Nichttechniker verständlich zu bleiben. Hieraus folgt, daſs die Querschnitte und etwaigen Verzierungen der beiden Gurten einer Tragwand, sowie auch die Befestigungen der Fachwerkselemente oben und unten übereinstimmend anzuordnen seien. An verschalten Tragwänden sollen Zierglieder und Spalten symmetrisch zur neutralen Achse liegen, Fensteröffnungen desgleichen und nach oben und unten symmetrisch eingerahmt werden. Sie sind gleichsam Durchbrechungen der vollen Wand, ähnlich wie bei guſseisernen Balken. Alles dies bezieht sich auf die Formbildung innerhalb der Tragwand; erhält dieselbe aber etwa noch Konstruktionsteile auſserhalb ihrer Kanten, so unterliegen dieselben nicht mehr dem Gesetz der Symmetrie; von solchen wird später die Rede sein.

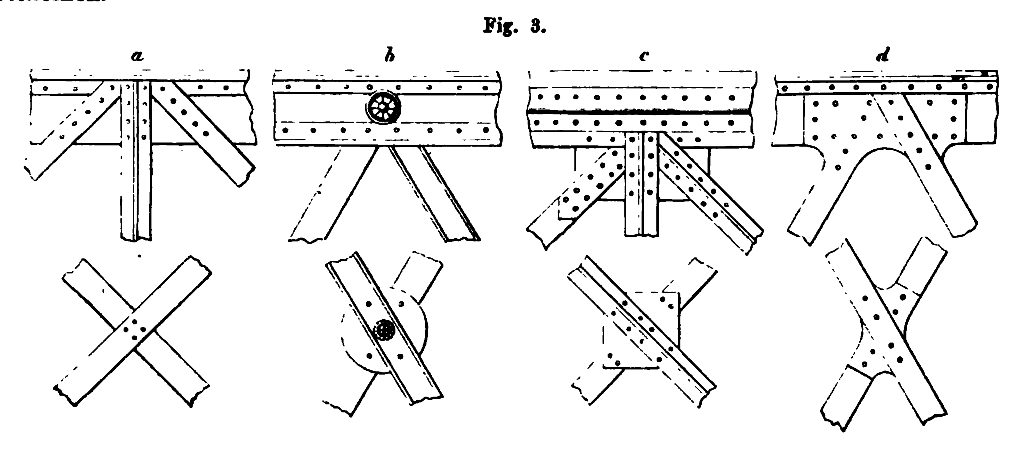
Linsenförmige Tragwände sollten, für sich genommen, natürlich ebenfalls symmetrisch gestaltet werden, wie es z. B. an der Hamburger Elbbrücke (T. XXVI, F. 19) geschehen ist. Auch wo die beiden Gurten nicht mehr genau aber doch annähernd symmetrisch liegen, wie an sog. Halbparabelträgern (Halbparallelträgern) und Trapezträgern, wird wohl noch dasselbe Prinzip anzuwenden sein. Ja wenn nur überhaupt die Anzahl der Fächer so groſs ist, daſs man das Fachwerk als Ganzes aufzufassen geneigt ist, schickt sich immerhin eine symmetrische Formbildung der Wand nach oben und unten. Dies geschieht bekanntlich auch aus technischen Gründen oft an Parabelträgern, Schwedlerträgern u. dergl. Je mehr aber die obere Gurtlinie von der unteren abweicht, z. B. an kurzen, polygonalen oder dreieckigen Hängwerkswänden, desto weniger bleibt jene Idee wahr und charakteristisch, und man wird eher darauf ausgehen müssen, jedes

[12]) Bötticher. Tektonik der Hellenen. Band I.

Element gesondert zu behandeln, besonders, wenn vielleicht auch noch Verschiedenheit der Materialien dazu kommt. So wären bei kleinen Konstruktionen dieser Art Streben und Spannriegel als Druckkörper (etwa aus Holz, Gufseisen), die untere Sehne als Zugstange (vielleicht aus Schmiedeisen) zu behandeln, wofür manche Dachstühle gute Vorbilder geben. Nur bei nüchternster technischer Formbildung dürften die genannten Teile gleich oder ähnlich gemacht werden, wie es thatsächlich an Hängwerken ganz aus Holz oder ganz aus Walzeisen oft genug geschieht.

Bei der weiteren Ausbildung von eisernen Tragwänden im einzelnen kann entweder die Selbständigkeit oder die Zusammengehörigkeit der Bestandteile hervorgehoben werden. Welches der beiden Prinzipien den Vorzug verdient, und in welchem Grade dies geschieht, ist in jedem Falle zu erwägen und dann klar durchzuführen. Im Extrem der Selbständigkeit würden die Teile sich darstellen, wenn ihre Verbindungsstellen auf Punkte beschränkt, oder als solche hervorgehoben wären. Starke Zusammengehörigkeit wäre dagegen mittels einer solchen Vereinigung charakterisiert, dafs die Bestandteile nur noch als Reste einer gleichsam ehemals vollen und nachträglich durchbrochenen Wand erscheinen.

Fig. 3.

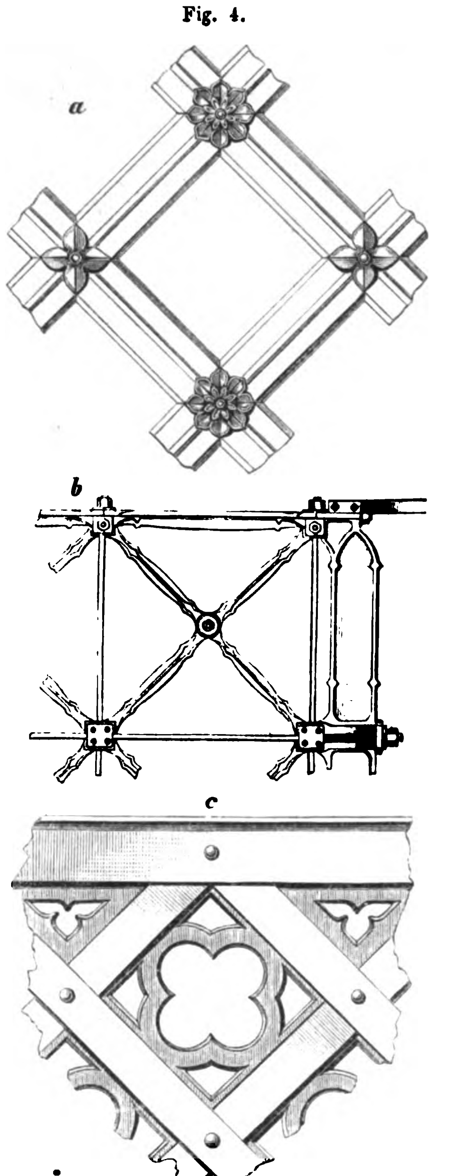


Man erkennt in vorstehendem Holzschnitt, welcher vier verschiedene Verbindungsformen für Fachwerksträger darstellt, wie eine kaum ins künstlerische Gebiet sich erhebende Technik bereits mehr nach der einen oder nach der anderen Richtung verfährt. In *a* treten die Teile roh zusammen, weder Richtung noch Verbindung sind charakterisiert. Soweit überhaupt von ästhetischen Eindrücken die Rede sein kann, wird man die Bestandteile als ziemlich selbständig ansehen. In *b* wird der Durchschnittspunkt hervorgehoben, und alle Glieder sind symmetrisch in Bezug auf ihre Achse profiliert. Das Auge wird somit auf einzelne Richtungen und Knoten aufmerksam gemacht: möglichst grofse Selbständigkeit der einzelnen Elemente nach architektonischer Ordnung, welche durch weitere Hervorhebung der genannten Linien und Punkte noch energischer und reicher entwickelt werden könnte. Dabei mag der Knotenpunkt thatsächlich in einem Bolzen bestehen, oder mittels einer aufgesetzten Rosette hervorgehoben sein. Die Fachwerksteile aber lassen sich durch kreuzförmige Profile, Anschwellungen zwischen je zwei Knotenpunkten, verzierte Enden gut ausbilden. Nach der Anordnung *c* ist der Durchschnittspunkt nicht mehr direkt ausgezeichnet, sondern nur als Mittelpunkt einer polygonalen Scheibe, an welche sämtliche Teile befestigt sind. Die Fachwerksstäbe erscheinen noch ziemlich selbständig, aber doch nicht mehr so entschieden wie in *b*, und die Gurtachse trifft nicht mehr genau auf den Durchschnittspunkt jener. Der ästhetische Ein-

druck geht auf Vermittelung der beiden vorliegenden Prinzipien aus. In *d* endlich wird technisch ähnlich *c* verfahren, aber indem die Scheiben nicht mehr centrale Form haben, ist die Beziehung zu Durchschnittspunkten der Elemente gänzlich aufgegeben. Auch sind die Achsen der letzteren nicht mehr ausgezeichnet. Wir haben somit das Extrem der Zusammengehörigkeit in einfacher Form vor uns. Bei reicherer Ausbildung müfsten hier vorzüglich die Ränder zwischen voller Fläche und leeren Räumen hervorgehoben werden, um letztere als ringsum eingefafste Durchbrechungen einer Wand erscheinen zu lassen. Falls übrigens in *d* die Abrundungen nur schwach im Verhältnis zu den Längen der Stäbe, und an letzteren die Achsen ausgezeichnet sind, so wird der Eindruck für einen fern stehenden Beobachter gleich demjenigen von *c*.

An Tragwänden von geringen Dimensionen dürfte sich die Anordnung *d* wohl eignen, denn hier liegt der Vergleich mit einem gufseisernen Barren nahe, welcher behufs Materialersparnis fensterartig durchbrochen wird. Sobald aber die Höhe zunimmt, so ist die Idee einer ursprünglich vollen Wand nicht mehr naturgemäfs, immerhin bleibe die Zusammengehörigkeit des Ganzen nach dem oben erörterten Symmetriegesetz aufrecht erhalten, aber doch dürfen die Gurten von der Ausfüllung, die einzelnen Teile der letzteren untereinander architektonisch gesondert werden. Somit möchte sich die vermittelnde Formbildung *c* eignen. Die Einheit des Ganzen wird übrigens schon durch die grofse Wandebene an sich, sowie durch die ähnlichen Profile aller Teile ausgesprochen, sodafs der Totaleindruck doch niemals zu dem eines losen Haufens willkürlich zusammentretender Teile sinken kann. Im einzelnen wird daher gewöhnlich mehr die Aufgabe der Sonderung als der Einigung vorliegen, und so ist an kühnen Fachwerken auch die Anordnung *b* noch ganz wohl zulässig, für welche namentlich amerikanische Brücken die Grundform abgeben. Der Brückenbau in Eisen liefert leider von sorgfältiger, etwas künstlerischer Ausstattung an Tragwänden nur schwache Versuche. Einige Anhaltspunkte dazu möge nebenstehender Holzschnitt geben. In den zwei ersten Figuren desselben sind die Elemente der Fachwerke selbständig gehalten, besonders energisch mittels der Anwendung von Gufseisen in *b* (Schiffkorn-System), welche freilich technisch nicht mehr zu billigen ist. Dagegen entspricht *c* mehr einer einheitlichen Wand, deren Elemente durch die Rosetten innig zusammenhängen.

Fig. 4.



Häufiger sind Tragwände aus Holz, Dachstühle in Bahnhallen und dergl. architektonisch verziert worden. Zumeist ist dabei das Prinzip der durchbrochenen Wand unterlegt: die Konstruktionsstücke

sind entkantet, rings um jedes Feld ausgeschnittene Ornamentsäume befestigt, auch wohl die Felder des Gerippes mit durchbrochenen Bretterfüllungen geschlossen. Natürlich bilden ganze Verschalungen an hölzernen Fachwerksträgern das Extrem dieser Auffassung einer „vollen Wand“.

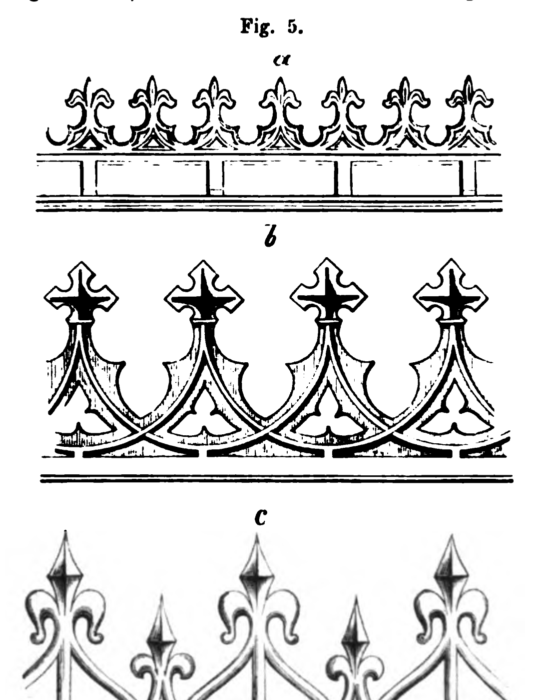
Es erübrigt noch, die Grundsätze für die Formbildung an Hängebrücken zu berühren. Die Gliederung der Wand in Seile und Hängestangen ist so klar, dafs man wohl nicht in Versuchung kommt, etwas anderes daraus zu machen, als die konstruktive Bestimmung der Teile vorschreibt. Bei der grofsen Einfachheit dieser Bauwerke bleibt ohnehin nicht viel Gelegenheit zur Entwickelung. Die Brückenbahn, welche bekanntlich sichtbar bleibt, ist nach aufsen als schwere Fläche aufzufassen, welche nicht genug eigene Tragfähigkeit besitzt. Es liegt nahe, sie als Balken zu behandeln, wie ja auch bei versteiften Hängebrücken ein eigentlicher Gitterträger die Bahn an der Façade verdeckt. Man verwende also das Geländer etwa zu einem Gitterwerk, nach oben und unten symmetrisch, oder ordne vor dem Bahngebälk ein durchlaufendes Band mit gleichbegrenzten Rändern an. Unrichtig wäre es aber, die Längenansicht der Bahn als krönendes Hauptgesims zu verzieren.

§ 14. Sonstige Bestandteile am Überbau. Nach dem bekannten technischen Grundsatz, Konstruktionen im Freien vor Regenwasser zu schützen, werden auch Tragwände, namentlich hölzerne, mit Deckgesimsen oder Dächern versehen. Es wäre aber unvernünftig, einen deckenden Vorsprung aus dem zu schützenden Balken selbst herauszuarbeiten, denn damit gäbe man einen Teil von dessen Material für den Hauptzweck: Tragfähigkeit verloren. Auch die Kunst hat daher ein Deckgesims über Tragwänden entschieden von den letzteren abzusondern, selbständig anzuordnen. Diese Scheidung nützt beiden Teilen, und macht insbesondere die Bedeutung des für sich symmetrisch gehaltenen Barrenträgers klar. Hiernach sind dann Deckbohlen über den einzelnen Bestandteilen, abgeschrägte Bretterdecken über jeder einzelnen Tragwand, vorspringende Dächer über ganzen Brücken auszubilden. Bei Dächern namentlich sollte die Tragwand von aufsen her vollständig sichtbar bleiben, damit sie als Hauptbestandteil des Überbaues, das Dach als Hilfsvorrichtung erscheine. Die Brücke ist keine Halle, an welcher die Deckung von oben wichtiger sein kann, als die Seitenwände. Deshalb möge das Dach flach sein, nicht die Wandgurten direkt als Pfette benutzen, sondern denselben als abgesonderte Konstruktion aufgelegt sein. Für den Eindruck im Innern ist es wichtig, den Horizontalschub eines Brückendaches durch zahlreiche und kräftige Sehnen sichtlich aufzuheben, damit nicht die Tragwände scheinbar aus ihrer senkrechten Stellung weichen. Sobald sich Tragwände neben einer Brückenbahn über gewöhnliche Geländerhöhe hinaus erheben und doch noch nicht hoch genug sind, um mit oberem Querverband versehen werden zu können, so scheinen diese Wände stets nach aufsen geneigt zu stehen, denn dem zwischen ihnen auf der Brückenbahn stehenden Beobachter wird zwar die Abschätzung des unteren Abstandes, d. h. der Bahnbreite, leicht; oben jedoch fehlt ihm jeder Anhalt zum Schätzen des Abstandes, weil er in die Luft oder in einen steigenden Dachwinkel hinaufsieht und daher mehr vermutet, als wirklich vorhanden. Daher auch in ästhetischer Beziehung Tragwände von der bezeichneten mittleren Höhe nicht vorteilhaft sind, vollends wenn etwa innere Vertikalsteifen mit geneigter Kante (Blech) dazu kommen. Ein oberer Querverband ist bekanntlich auch bei unbedeckten Brücken von beträchtlicher Wandhöhe technisch notwendig, und sollte kräftig in die Augen fallen, um als ästhetisches Gegenstück zur Brückenbahn zu genügen. Passend wäre es, die vier

einspringenden Winkel des Kastens, sowohl die unteren als die oberen, mittels Bügen oder Blechdreiecken abzusteifen, und bei sorgfältiger Behandlung etwa einen das Kastenprofil einfassenden Rahmen daraus zu machen. Dadurch wird das Innere der Wandbrücke zu einer Thorbrücke, wie es am schärfsten die Röhrenbrücken (Britannia-Brücke) ergeben.

Das Deckgesims oder Dach wird, wo es fehlen darf, also namentlich an eisernen Tragwänden, wohl durch eine Verzierung auf der Oberkante ersetzt. Sie bildet entweder ein fortlaufendes Ornament ohne Unterbrechung, wofür in Fig. 5 einige Motive angegeben sind, oder korrespondiert mit dem Einteilungsschema der Wand, rhythmisch unterbrochen (Sophien-Brücke in Wien[13]), oder besteht auch wohl nur aus einzelnen Spitzen über den Hängstangen und derartigen ausgezeichneten Punkten, während die Zwischenräume leer bleiben. Leider giebt es erst wenige Brücken, welche sich eines solchen wirksamen Schmuckes bedient haben, statt mit einer nackten Kante abzuschliefsen; die Motive wären besonders den verzierten Firstlinien von Dächern zu entnehmen. Es ist in der That eine Bekrönung für die Wand und als solche zu formen. Das Ornament mufs als unnötig für die statische Bestimmung des Trägers, abgesondert von dessen Gurten frei aufstehen. Es ist ferner bei solchen durchbrochenen Säumen Vorsicht hinsichtlich geeigneter Massen und Verhältnisse gegen den Luftraum zu brauchen. Einfache leicht fafsliche Silhouetten geben die beste Wirkung. Der Rhythmus der Verzierung hat sich nach der Gesamtlänge zu richten, je beträchtlicher diese, desto weiter auseinandergezogen sei das einzelne wiederholte Motiv, je kürzer der ganze Saum, desto mehr nähere sich die Einzelfigur der Senkrechten. Verkehrt wäre es, horizontale Linien durchzulegen, wohl gar eine Art Geländer daraus zu machen, denn die Dekoration soll ohne solchen Halt fest erscheinen und als Erzeugnis des letzten Überschusses an Tragkraft die Beziehung von unten nach oben charakteristisch hervorheben.

Fig. 5.



Von der oberen zur unteren Kante übergehend, finden wir auch hier unterhalb der Wand zuweilen ein Ornament, ja mehr als dies: Teile der Brückenbahn, Köpfe von angehängten Unterzügen u. s. w. Die Gesetze für die Formbildung sind dieselben wie oben, sofern man alles Stehende zu Hängendem macht. Es entsteht demnach leicht Symmetrie zwischen den Verzierungen der beiden Kanten einer Tragwand (Innbrücke

[13]) Allg. Bauz. 1876, Bl. 82.

bei Passau[14]), welche mit dem Gesetz für die letztere selbst übereinstimmt und insofern wünschenswert ist. Allein notwendig wäre dies nicht, weil die Bedeutung dieser Verzierungen aufserhalb der Wand doch etwas andersartig ist, auch gegen deren Fläche weit zurücksteht, und es dürfte im allgemeinen die obere Dekoration als Krönung und wegen ihres deutlicheren Abstehens gegen die Luft den Vorrang verdienen. Mittels einer herabhängenden Verzierung gewinnt man den Vorteil, von der Wand jede Erinnerung zu entfernen, als sei ihre Unterkante ein Fufs zum Stehen, sie wird vielmehr mit einer durchbrochenen oder gezackten Einsäumung deutlich schweben. Bei verschalten Brücken können dazu die Enden der Schalbretter dienen, aber nicht in kontinuierlicher Fortsetzung der Wandfläche, sondern von dieser abgesondert durch eine Leiste oder dergl., welche der Unterkante der eigentlichen Tragkonstruktion entspricht und unterhalb welcher dann die Enden als besonderer hängender Saum erscheinen, ähnlich dem Holzschnitt Fig. 22. Etwaige Köpfe von Hängsäulen, Unterzügen, Querschwellen mögen diesen Saum in regelmäfsigen Abständen unterbrechen und selbst mit Schutzbrettern oder Schnitzwerk geschmückt werden.

Die ästhetisch vorteilhafteste Lage der Brückenbahn bei Wandbrücken ist entweder die eben erwähnte, wobei einzelne Bestandteile unterhalb der Tragwand erscheinen, aber nicht als kontinuierlich schwere Fläche, sondern als leichte Verzierungsmotive — oder aber jene, wo die Bahn gänzlich hinter der Wand versteckt liegt. Ein dritter, und zwar ungünstiger Fall ist derjenige, wenn die Bahn höher als die Unterkante liegt, aber ihre Bestandteile an der Façade bemerkbar macht, sei es durchgesteckte Unterzüge oder einen freitragenden Fufsweg. Alles dies stört die Einheit und die Symmetrie der Wand, und deshalb auch die Klarheit des Eindrucks. Wie mifslich ein Fufsweg wirkt, zeigt z. B. ein Vergleich zwischen der Kölner und Dirschauer Brücke. Immerhin sollte er nicht absichtlich hervorgehoben, sondern so behandelt werden, dafs er wenigstens für den fernstehenden Beobachter die Gesamtfläche der Tragwand möglichst wenig unterbricht.

Die etwa gewünschte architektonische Ausstattung der Brückenbahn von unten ist leicht nach der Bedeutung der Elemente zu entwerfen: Unterzüge, Längsbalken, Querschwellen, Decke. Jedes tragende Stück ist gewöhnlich an seinen Seitenflächen ganz oder grofsenteils sichtbar und dann an diesen als „Balken“ zu behandeln. Oben kann ein vorspringender Rand zum Auflager der folgenden untergeordneten Konstruktionsteile dienen; die unteren Kanten dagegen mögen gebrochen oder profiliert sein, um der Unteransicht ein leichteres Ansehen zu erteilen. Die rechteckigen Felder der Decke, welche zwischen Lang- und Querschwellen entstehen, können als eingeschlossene geometrische Figuren verziert und umrahmt werden, wobei die gewöhnliche Regel gilt, zufolge deren ein Rahmen seine Formbildung vom Eingerahmten empfängt.

§ 15. Portale. Die Enden fester Tragwände auf den Widerlagern haben an vielen Brücken Gelegenheit zu architektonischen Abschlüssen — Portalen — gegeben, obgleich bei vielen anderen beträchtlichen Bauwerken auch nur die notdürftigsten technischen Mittel für diesen wichtigen Punkt angewendet worden sind. Dazu kommen zuweilen noch Unterbrechungen der Tragwände über den Mittelpfeilern, welchen bei reicher Ausstattung wohl eine gewisse Ähnlichkeit mit den Portalen gegeben wird. Unter allen so mannigfaltigen Abschlufsarten möchten etwa drei Gattungen zu unterscheiden sein, welche im Folgenden besprochen werden sollen.

---

[14]) Klein. Sammlung eiserner Brückenkonstruktionen. Neue Folge. Bl. XIII.

Die erste Art will nichts anderes, als eben dem Überbau eine Beendigung geben, wozu aufser den notwendigen Konstruktionsteilen nur mäfsige Verzierungen aus gleichem Material, Holz oder Eisen, angewandt werden. Der Querschnitt der Brücke, Tragwände, Querverband, Dach soll von der Zufahrt aus dargestellt werden. So erhalten gedeckte hölzerne Brücken gewöhnlich einen gefälligen Abschlufs durch eine Giebelwand, an welcher kräftige Pfosten oder Pfostengruppen den Tragwänden vorgesetzt sind, das Giebeldreieck schon die Anordnung des Dachverbandes zeigt, und alle Holzteile und Zwischenfelder angemessen verziert werden können. Eine platte Verschalung oder Abwalmung, wie man sie an den Enden mancher älteren Brücken findet, ist unpassend und unfreundlich. Auch an eisernen Wandbrücken dürften derartige Stirnabschlüsse oft recht geeignet sein, indem sie weniger kosten, als die beliebten steinernen Portale, und doch einigermafsen dem architektonischen Bedürfnis genügen: ein kräftiger Pfosten vor jeder Wand, welcher so breit werden kann, als eben der Verkehr gestattet, jedenfalls aber mit seiner Achse vor und nicht seitlich von der Wand steht, um dieselbe klar zu repräsentieren; der obere Querverband etwas voller gehalten, etwa aus Gufs- statt aus Schmiedeisen, Büge oder Bögen in die Winkel des Kastenprofils; eine krönende Verzierung auf der Stirnseite korrespondierend mit den etwaigen Ornamenten auf den Tragwänden selbst. Grundsatz der Formbildung wäre dabei, nicht mehr vorzustellen, als dahinter steckt, sodafs der Eingang sofort auf den Brückenquerschnitt schliefsen läfst. An kleineren Wandbrücken werden nach diesem Prinzip ganz gewöhnlich gufseiserne Pfosten, Laternenträger oder dergl. vor die Enden der Barren oder Geländer gestellt. Im gröfseren Mafsstabe besitzen die meisten amerikanischen Brücken derartige Abschlüsse (s. 2. Abteilung des Brückenbaues T. XXI, F. 1^b u. 2^c der 1. Auflage). Von den wenigen Beispielen europäischer Brücken zeigt T. XXVI, F. 16 die Hälften der unter sich ähnlichen Portale für die Eisenbahnbrücken über den Donaukanal und über die Donau zwischen Wien und Stadlau. Beide geben genau die Umrisse des Überbauprofils wieder, insbesondere auch im Querverband, und haben nach der Seite wie nach der Länge anstrebende Rippen erhalten, um dem ganzen Überbau hier einen ästhetischen Halt in der Vertikalstellung zu geben. Bei der Donaukanalbrücke ist das Röhrenprofil ihrer Gurten und Streben, bei der Donaubrücke die gebräuchliche T-Form der Gurten und breiten Vertikalen als Motiv im „Eisenstyl" der Portale benutzt.[15]) In England findet man das Prinzip an den bekannten Brücken von Drogheda, Newark, über den Trent und Blackfriars in London, jedoch auf ziemlich barbarische Art ausgebildet.

Die zweite Gattung von Brückenportalen verwendet steinerne Pilaster oder Türme und zwar je zwei an jedem Brückenende, symmetrisch zur Brückenachse aufgestellt. Bei Strafsenbrücken, deren Tragwände nur in Geländerhöhe die Bahn überragen, sieht man oft steinerne Geländerpfosten als Schlufspunkte vor der Achse der Tragwände (s. Fig. 2 *b*, S. 504). An Eisenbahnbrücken aber, und an bedeutenden Wandbrücken überhaupt, wo zwischen beiden Pilastern völlig genügende Breite für den Verkehr bleiben mufs, in der Regel dieselbe Breite, welche zwischen den Tragwänden auf der Brücke selbst stattfindet, folgt, dafs die Pilaster seitlich von den Tragwänden stehen müssen, dafs die Achsen nicht korrespondieren. Nur sollten stets die Tragwände den Pilastern oder Türmen möglichst nahe gebracht werden, um an denselben wenigstens für das Gefühl einen Haltpunkt zu finden. Besonders kommt dabei der Standpunkt vor der Einfahrt in Betracht,

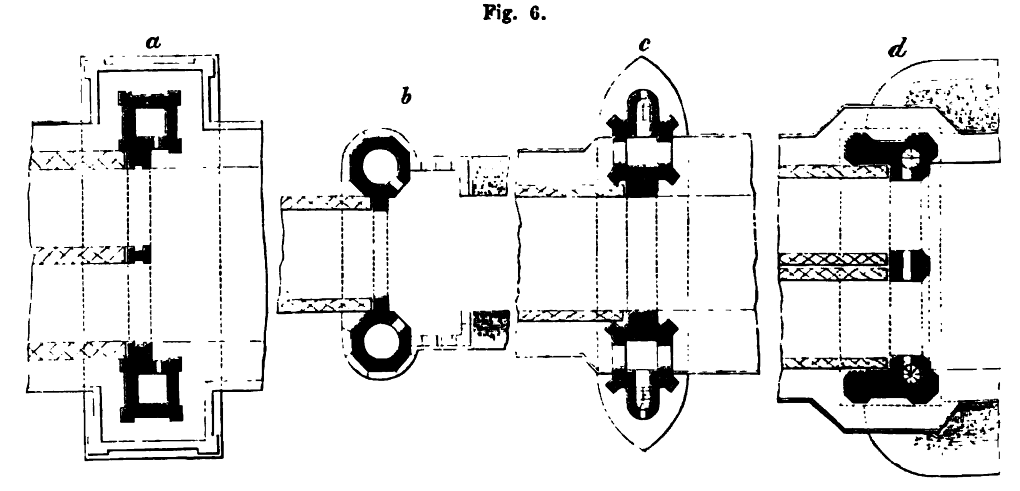
[15]) Donaukanalbrücke in der Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1869, Donaubrücke in der Allgem. Bauz. 1870.

wo schmale Spalten zwischen den Wänden und den Portalkörpern unvermeidlich sind (T. XXVI, F. 4[b]), während sie für die Längenansicht der Brücke nicht stören. Die Spalten lassen sich eventuell mittels eiserner Schilde noch verengen (T. XXVII, F. 13). Wird aber diese Rücksicht unterlassen, und kommt vollends schiefe Richtung der Brückenachse zur Uferlinie bezw. zur Flucht des Portals dazu, so entstehen zuweilen ganz erhebliche Abstände zwischen den Tragwänden und den Portalkörpern, welche letzteren dann im Gesamteindruck fast nicht mehr als Abschlüsse der Brückenwände anzusehen sind, sondern eine zufällige Ausschmückung in ihrer Umgebung bilden. In diesem losen und deshalb wenig befriedigenden Zusammenhang befinden sich z. B. die Türme am Ostende der Mainzer Eisenbahnbrücke, die Pilaster der Eisenbahnbrücke über den Sicherheitshafen in Bremen, die Wachthäuser an der Eisenbahnbrücke über die Grofse Weser in Bremen. An der Kaiserbrücke in letzterer Stadt stehen die Türme ebenfalls seitlich abgerückt von den Tragwänden, freilich mit den Enden derselben mittels Thoren für den Fufsgängerverkehr verknüpft, aber immerhin möchte man die an und für sich so schönen Türme als eigentliches Portal für die gesamte Brückenbahn verwendet sehen.

Was den Aufrifs vorliegender Portalgattungen betrifft, so sind bei geringer Wandhöhe jene Geländerpfosten ganz am Platze, welche, nach Wunsch noch über die Wandhöhe emporgeführt, mit Kandelabern oder dergl. gekrönt werden können (s. Fig. 2 *a*, S. 504). Bei gröfserer Höhe der Wände eignet sich die blofse Vergröfserung derselben Grundform nicht mehr (vergl. § 4 c.), weil die Tragwände zum Range von Geländern heruntergedrückt werden, und das ganze Bauwerk kleiner erscheint. Einen Beleg dafür liefert z. B. die Brücke von Lorient (T. XXVII, F. 8), sowie die Eisackbrücke auf der Brennerbahn. Nahe liegt es nun, ein Lokal für Brückenwärter herzustellen, obgleich der Aufwand an Masse mit diesem bescheidenen Zweck stets kontrastieren wird. So erblickt man an der Elbbrücke bei Meifsen (T. XXVI, F. 4) die in Stein ausgeführte Kolossalform der bekannten Schilderhäuser, in deren Innerem in der That ein kleiner Hohlraum sich befindet. Ästhetisch erfreulich kann aber der Eindruck schwerlich genannt werden, um so weniger als die Steinkörper weder in ihrer Grundrifsstellung, noch in ihrer Höhengliederung mit den Tragwänden in Bezug treten. An den Portalen der Eipelbrücke (T. XXVI, F. 7) dienen Eckpilaster dazu, die eben getadelte Idee eines Monolithen wegzubringen, in gutem Zusammenhang steht auch die Bekrönung mit den Tragwänden. Am entsprechendsten erscheint jedoch die Formbildung als bewohntes Lokal mit Fenstern und Thüren, dessen Höhe eventuell über diejenige der Tragwände emporgeführt und in mehrere Geschosse geteilt werden kann, also ein T u r m. Als Beispiele für paarweise angeordnete Portaltürme sind die Eisenbahnbrücken von Mainz, Düsseldorf, Magdeburg, Thorn, Tilsit, Barby anzuführen. Auch die Türme der im Folgenden erörterten thorartigen Portale und die Türme auf den Mittelpfeilern mancher Brücken lassen sich verwenden. Zwischen den paarweise aufgestellten Türmen eines Portals erblickt man den oberen Querverband des Brückenüberbaues; und ist dessen Nacktheit öfter hinter einem verzierten Eisenbarren oder Fufssteg versteckt, welcher von Turm zu Turm reicht (T. XXVII, F. 8). So wohlgemeint dies Streben, so wenig erreicht es doch unseres Erachtens sein Ziel, weil es selbst mit dem Aufwand vieler Mittel nicht gelingt, zwischen den massigen Portalkörpern und ihrem mageren horizontalen Verbindungsstück das ästhetische Gleichgewicht herzustellen. Vollends erscheint das Verfahren unmotiviert, wenn der Barren ohne Rücksicht auf die Höhenlage des Brücken-Querverbandes gelegt ist, und den letzteren nicht deckt (T. XXVII, F. 13).[16])

Die zuletzt erwähnte Schwierigkeit bei isolierten Türmen wird sofort gehoben, wenn man dieselben durch kräftige Bogenkonstruktionen zu einem Thor vereinigt. Dies geschieht in der dritten Gattung von Portalen, welche wohl am meisten Anwendung gefunden hat. In der Regel wird dazu Steinbau gewählt, und dadurch schon mehr Unabhängigkeit vom Überbau erzielt. In Kehl, Königsberg und München hat man zwar Gufseisen verwendet, aber ausschliefslich in Formen, welche den Konstruktionsformen des Brückenbaues fernstehen, und demnach keine nähere Beziehung zu den Tragwänden wach rufen. In Schandau kommt Stein- und Eisenkonstruktion gemischt vor. Die hauptsächliche Bestimmung solcher Portale ist, das ganze Bauwerk zu schmücken, und namentlich dessen Zweck als wichtige Verkehrsstrafse bedeutsam hervorzuheben, sowie zu der Benutzung gleichsam einzuladen. Aufserdem liegt die technische Aufgabe vor, hochliegende Linsenträger zu unterstützen (T. XXVI, F. 19), und die Sicherheit gegen seitliche Schwankungen hoher Tragwände bildet zwar selten ein faktisches, aber doch ein ästhetisches Motiv, von welchem oben schon die Rede war. Unter Umständen soll die militärische Verteidigung der Brücke mit Hilfe der Portale verstärkt werden, und dann pafst natürlich der Festungsstil, welcher ihnen so gern gegeben wird, und auch im allgemeinen schon für die Bestimmung eines grofsen Stromüberganges sich wohl schickt. Doch wäre bei städtischer Umgebung eher ein friedlicher und eleganter Charakter, wie z. B. an den Brückenportalen in Mannheim und München (T. XXVI, F. 8 u. 15) angemessen.

Fig. 6.



Die Anordnung des Grundrisses ergiebt sich durch die Bedürfnisse des Verkehrs nach Fig. 6 fast von selbst. Zu beiden Seiten Mauerkörper meistens in Turmform, sei es rechteckig (*a*) oder polygonal (*b*), auch wohl mit Ausbauten versehen (*c*) oder flügelartig (*d*). Zwischen diesen Körpern ein Thorbogen, dessen Laibung gewöhnlich schmal gehalten wird (*a*, *b*), da er nur als Dekoration zu dienen hat, zuweilen aber auch mit ziemlicher Tiefe durchgeführt wird (*c*, *d*), namentlich wo Belastungen zu tragen sind

---

[16]) Ausführliche Zeichnungen der im Text erwähnten Brückenabschlüsse mit paarweisen Pilastern oder Türmen finden sich an folgenden Stellen:

Bremen, über den Sicherheitshafen. Zeitschr. f. Bauw. 1868. — Bremen, über die Grofse Weser. Zeitschr. des Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1869. — Bremen, Kaiserbrücke. Allg. Bauz. 1876. — Eisackbrücke. Etzel. Die österreichischen Eisenbahnen. Bd. V. — Eipelbrücke. Klein. Sammlung eiserner Brückenkonstruktionen. — Meifsen. Zeitschr. f. Bauw. 1868. — Mainz (Eisenbahnbrücke). Klein a. a. O. Neue Folge. — Düsseldorf. Zeitschr. f. Bauw. 1872. — Thorn. Daselbst. 1876. — Tilsit. Daselbst. 1878. — Barby. Daselbst. 1883.

(Hamburger Elbbrücke). Bei Brücken mit drei Tragwänden entsteht die Schwierigkeit, dafs vor der Mittelwand ein Mittelpfeiler für das Thor erforderlich ist, dessen Dicke in der Regel nicht bedeutender als die Dicke jener mittleren Tragwand sein darf, um das Verkehrsprofil nicht zu beschränken (*a*). Es empfiehlt sich nun, diese Wanddicke thunlichst grofs zu wählen, oder zwei Wände nebeneinander aufzustellen (*d*), um den Mittelpfeiler sowohl technisch als ästhetisch kräftig genug machen zu können. Wenn Fufswege vorhanden, so werden sie entweder innerhalb der Thoröffnungen mit eingeführt (*b*), oder um das ganze Portal herumgeführt (*a*, *d*), oder durch die Türme geleitet (*c*). In den letzten Fällen würden sie im Überbau aufserhalb der Tragwände zu liegen kommen. Wo die durch das Portal zu führenden Bahnen ungleiche Breite besitzen, entsteht unvermeidlich eine unsymmetrische Anordnung, z. B. in Schandau (T. XXVII, F. 14) für Eisenbahn, Fahrweg und Fufsweg.

Was den Aufrifs dieser Brückenportale anbelangt, so hat derselbe vor allem mit der Höhe der Tragwände zu korrespondieren. Diese Höhe sollte als einziges oder Hauptgeschofs des Portals entschieden abgesondert werden, und hieraus ergeben sich auch gewöhnlich Grenzen für die Form der Thorbögen, als Segment, Halbkreis u. s. w. Am einfachsten wird diese Forderung erfüllt, wo eine eiserne Portalwand sich dem Querschnitt des Überbaues unmittelbar anschliefst, so in Schandau (T. XXVII, F. 14). Diese Kombination von Stein und Holz dürfte überhaupt aus ästhetischen und aus finanziellen Rücksichten wohl zu empfehlen sein. Ferner korrespondiert an dem zierlichen gufseisernen Portal der Wittelsbachbrücke in München, T. XXVI, F. 15, die Gesamthöhe mit derjenigen der Tragwände, es ist also der knappste Aufwand an Dimensionen gemacht. Um ein weniges höher als die Tragwände ist das Portal aufgeführt, welches auf den eingleisigen Linien der österreichischen Südbahn üblich ist (T. XXVII, F. 12), aber doch nicht mehr, als etwa ein Geländerpfeiler die Handleiste überragt. Immerhin ist es schicklicher, wie bei der Mannheimer Rheinbrücke, T. XXVI, F. 8 und bei der Britannia-Brücke T. XXVII, F. 2 die Höhe der Tragwände im Portal durchzuführen, wenn auch nicht durch ein Hauptglied. An dem Portal der Eisenbahnbrücke über die Lahn bei Nassau T. XXVI, F. 18 dagegen wurde die vorliegende Forderung leider nicht erfüllt, was freilich in der Abbildung verdeckt ist; ohne Zweifel hat dazu das Streben nach spitzbogigen Thoröffnungen geführt, welche eben für die hier gegebene Wandhöhe nicht passen und demnach auch nicht hätten gewählt werden sollen. Bei anderen Brückenportalen mit hohen Bögen schaut wohl noch der Querverband des Überbaues als häfslicher Horizontalstrich durch das Thor. Mit der Höhe der Tragwände genügt es gewöhnlich bei der eigentlichen Abschlufsmauer, indem nur noch etwa ein krönendes Gesims, eine Brüstung oder dergl. aufgesetzt wird (Offenburg, Mannheim, Köln, Königsberg). Zuweilen kommt es indessen auch zu einem vollständigen zweiten Stockwerke (Kehl, Dirschau, Marienburg, Passau, Hamburg T. XXVI, F. 19). Die seitlichen Mauerkörper werden manchmal in gleicher Höhe mit ihrer Verbindungsmauer abgeschlossen (Hamburg, München, österreichische Südbahn), in der Regel aber wird es sich besser ausnehmen, wenn diese Massen höher aufsteigen, wie das auch bei allen anderen angeführten Portalen, zum Teil in beträchtlichem Grade der Fall ist.[17])

---

17) Quellen für die angeführten Brückenportale mit Thoröffnungen:

Dirschau und Marienburg. Zeitschr. f. Bauw. 1855. — Köln. Daselbst. 1863. — Passau. Daselbst. 1866. — Mannheim. Daselbst. 1869. — Hamburg. Daselbst. 1884. — Königsberg in einer Monographie von Löffler. 1867. — Offenburg, Kehl, Nassau: Sammlung von Tunnel- und Brücken-Portalen, herausgegeben durch die Ingenieurschule in Karlsruhe. 1862. — Schandau. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1879.

Auch über den Mittelpfeilern erhält eine Wandbrücke zuweilen architektonische Abschnitte des Überbaues, ähnlich den Portalen an dessen Enden. Unbedingt notwendig wird das, wo das Auflager der Tragwände höher als die Bahn liegt. So besitzt die Hamburger Brücke auf jedem Mittelpfeiler ein Portal, welches dem unteren Geschofs des Endportals T. XXVI, F. 19 gleich ist. An der Brücke von Tilsit findet sich das Turmpaar T. XXVII, F. 13 auf jedem Mittelpfeiler genau wiederholt (dabei gelten die punktierten Linien: symmetrische Tragwände beiderseits). Aber auch dann, wenn ohne die bezeichnete Notwendigkeit Objekte auf den Mittelpfeilern errichtet werden sollen, sind dieselben häufig Pilaster, bezw. Türme, mehr oder weniger ähnlich denjenigen an den Portalen, z. B. aus Stein in Meifsen (T. XXVI, F. 4), Dirschau (T. XXVI, F. 6), Marienburg, Köln, Barby, ferner aus Eisen in Kehl und Thorn. Bescheidenere Abschnitte gewinnt man mittels eiserner Wandpfeiler, so an der Eipelbrücke (T. XXVI, F. 7) ähnlich den seitwärts ausgreifenden Rippen des Portals T. XXVI, F. 16, ferner an der Mannheimer Brücke (T. XXVI, F. 8[a]). Als Seltsamkeit mag endlich die leuchterartige Bekrönung in Schandau (T. XXVII, F. 14) erwähnt werden.

§ 16. Pilonen von Hängebrücken. An Hängebrücken erfüllen die Portalpfeiler oder Pilonen bekanntlich einen sehr wesentlichen konstruktiven Zweck. Sie sind nicht nur starker Belastung unterworfen, sondern meistens auch horizontalen Spannungen. Letztere können nur dann aufser acht gelassen werden, wenn die Pilone pendelartig auf dem Unterbau gelagert ist, um den Bewegungen der Kette jederzeit folgen zu können; verwirklicht ist indessen diese Anordnung selten (z. B. am Kettensteg in Bern), indem es schwierig ist, hohe Pilonen als Pendel zu konstruieren, und es wäre dann Aufgabe, die Beweglichkeit der Pilone auch architektonisch klar zu stellen, etwa nach Art einer Bleuelstange, wogegen die Form einer Säule ganz unpassend sein würde. Mit Ausnahme dieses einen Falles sind die Pilonen immer Horizontalkräften ausgesetzt und dieselben erscheinen sogar wichtiger, als sie es nach der Rechnung sein mögen, weil überhaupt jede Seitenkraft auffallenderen Eindruck macht, als die überall vorkommenden senkrechten Belastungen. Wo die Tragkette innerhalb der Pilone befestigt, oder in den Boden hinabgeführt ist (T. XXVI, F. 5), dünkt uns das einseitige Zerren besonders energisch. Aber auch wo zwei Seile nach entgegengesetzten Richtungen ziehen (Tragseil und Ankerseil, oder Pilonen auf Mittelpfeilern), gelangt das Gefühl nicht leicht zur Sicherheit, weil die Beweglichkeit von Seilen eine so bekannte Sache ist, dafs bei der geringsten Überlast des Verkehrs auf der einen Seite der Pilone sofort Zweifel erregt ward, ob sie dies auch aushalten könne.

Es sind demnach Körper zu gestalten, deren Anordnung darauf hinweist, dafs sie nicht blofs einen senkrechten Druck, sondern auch einen wagrechten Zug auszuhalten haben. Wenn nun Pilonen aus Stein zu beiden Seiten der Fahrbahn in einen Bau vereinigt werden, so ist ferner der Steinkörper mit einem Thorwege zu versehen, welcher wegen der Stabilität möglichst klein gehalten wird. Es ergiebt sich daher dieselbe Grundidee wie bei Thorbrücken: ein Massiv gegen Seitenschub mit durchgebrochener Öffnung und liegt es gewifs nahe, mit den in § 9 und 10 gegebenen Einzelheiten auch hier die Formbildung vorzunehmen. Selbstverständlich kann dies bei ringsum freistehenden Massen entsprechend reicher geschehen, als bei den gewöhnlichen Thorbrücken, und insbesondere mögen Thüren, fensterartige Öffnungen, Auszeichnungen des Kettenauflagers hinzutreten. Wenige Pilonen von ausgeführten Hängebrücken leisten diesen statischen Bedingungen

Genüge, viele hingegen lassen sie ganz bei Seite: zur Verdeutlichung werden die folgenden Beispiele dienen.

An der älteren Prager Kettenbrücke, T. XXVI, F. 10, findet man ein Portal, wie es an sehr vielen anderen Brücken ähnlich vorkommt. Ein Stützkörper, welcher gewiſs groſse Lasten stützen kann, welcher auch seiner Masse nach horizontale Spannungen aushalten wird. Kein Glied widerspricht der Möglichkeit, daſs Zugkräfte Widerstand finden, aber kein Glied hebt auch die letzteren charakteristisch hervor. Da ist kein energisch aufgehendes Mauerprofil, kein Strebepfeiler, nicht einmal eine Auszeichnung des Punktes, wo die Ketten anfangen, welche vielmehr wie nachträglich irgendwo befestigt scheinen. Ihre Beziehung zum Steinbau ist in der That eine rein zufällige; wenn man die Ketten weglieſse, würde niemand dem Portal ansehen, was sein wichtigster konstruktiver Zweck an der Brücke gewesen ist. Daſs selbst eine Vergröſserung der horizontalen Dimensionen diesen Mangel nicht verbessert, zeigen z. B. die Pilonen der beiden Kettenbrücken in Graz. An der Franz-Karl-Brücke, T. XXVI, F. 5, befinden sich isolierte Mauerkörper von beträchtlicher Länge, aber ohne jedes charakteristische Anzeichen ihrer wesentlichen Bestimmung. An der Ferdinands-Brücke ist über dem Pilonenpaar gar eine Wohnung eingerichtet, und so ein gewöhnliches Haus mit Thorweg hergestellt, aus dessen Fenstern irgendwo Seile hinausgespannt sind.

Wenn die angeführten Fälle die Horizontalkräfte ignorieren, so widerspricht ihnen geradezu dasjenige der berühmten Freiburger Drahtbrücke (2. Abteilung des Brückenbaues, T. XXXV, F. 11 in 1. Aufl.). Nicht ein einfacher massiger Mauerkörper, sondern eine Anzahl von Pilastern ist es, von welcher die Seile ausgehen. Kunstformen, welche lediglich aus der Aufgabe des senkrechten Stützens abgeleitet sind, werden gewaltsam gezogen, als wenn man sie umstürzen wollte. Es hilft nichts, daſs auf der gegenüberliegenden Seite zwei Ankerseile Gegenzug bewerkstelligen, denn der Zug der enormen Brückenseile überwiegt, namentlich in ästhetischer Hinsicht, beträchtlich. Ja selbst wenn die beiderseitigen Zugkräfte ästhetisch gleiche Bedeutung hätten, so wäre sicherlich das Bruchstück eines antiken Tempels ein ungeeigneter Befestigungspunkt für gespannte Seile. Wo Horizontalkräfte auftreten, paſst nimmer ein Bau, welcher sich in strenger Ruhe und Gemessenheit bei vorwaltender Horizontalgliederung der bloſs senkrecht lastenden Schichten erhebt.

Mit den Prager Pfeilern vergleiche man diejenigen der Pester Hängebrücke, T. XXVI, F. 12. Hier tritt sofort die Wirkung eines starken Anzuges im Mauerprofil erfreulich entgegen, welches von der Fluſssohle bis zur Bekrönung nach einer im allgemeinen konkaven Linie (vergl. § 9) aufsteigt. Auch die Pilonen der Bamberger Kettenbrücke, T. XXVI, F. 11, genügen dem ästhetischen Verlangen. Isoliert zu jeder Seite der Brückenbahn, bestehen sie aus abgestumpften Pyramiden mit quadratischer Basis, an welchen nur zu bedauern bleibt, daſs die Ketten, also die wichtigsten Bestandteile des Überbaues, aus ganz zufälligen Löchern heraustreten, deren Lage in keiner Weise bei der architektonischen Gliederung berücksichtigt worden ist. Durchaus entsprechende, wenn auch ziemlich rohe Formen besitzen endlich die Pilonen der Kettenbrücke über die Menai-Meerenge, T. XXVI, F. 20: ansehnlicher Anzug, verhältnismäſsig geringe Thoröffnungen, ersichtliche Befestigung der Ketten an ihren Sätteln geben die Bestimmung des Bauwerks charakteristisch zu erkennen.

Eiserne Pilonen von Hängebrücken sind gewöhnlich richtiger geformt, weil die Rücksicht auf ihre statische Wirksamkeit und auf Materialersparnis schon in den technischen Formen genauere Vorschriften erteilt, welchen sich die Kunst nur anschlieſsen

sollte. So zeigen nach T. XXVI, F. 17, (vergl. in der 2. Abteilung dieses Werkes T. XXXIV, F. 1) die Pilonen der Hängebrücke von Seraing über die Maas Leichtigkeit mit Widerstandsfähigkeit im Hohlkörperstil vereinigt. Zu einem guten Eindruck tragen besonders die Reifen bei, welche an jeder Horizontalfuge vorspringen und die Sicherheit gegen Zerreifsen durch Horizontalzüge zu erhöhen scheinen. Auch die charakteristische Bekrönung zum Auflager der Ketten ist gelungen im Vergleich zu den meisten Steinpilonen. In gröfseren Verhältnissen hat die Hängebrücke bei Cubzac über die Dordogne (2. Abteilung, T. XXXV, F. 2 in 1. Auflage) entsprechende gufseiserne Pilonen, deren Grundform ebenfalls ein abgestumpfter Kegel mit durchbrochenen Wänden ist. An der Hängebrücke zu Mühlheim über die Ruhr findet sich ein Portal (T. XXVII, F. 7) mehr in den sonst üblichen Architekturformen aufgebaut und verziert, wobei aber doch die beiden Hauptmomente: Sicherheit gegen Horizontalkräfte und Klarheit des Kettenauflagers, vortrefflich ausgesprochen sind, sowie auch die Eigenschaften des Materials in den Durchbrechungen und Verzierungen gut zum Ausdruck kommen.[18]) Dagegen fehlt wieder jede architektonische Beziehung zum Kettenzug an den eisernen Pilonen des Steges zwischen Frankfurt und Sachsenhausen (2. Abteilung T. XXXVII, F. 11 in 1. Auflage). Die Form eines schlanken gothischen Turmes pafst für solche Aufgaben ebenso wenig wie der eben besprochene antike Tempel.[19])

D. Tragbrücken.

§ 17. Horizontalgliederung steinerner Mittelpfeiler. Während bei Thorbrücken und Wandbrücken meistens ein und derselbe allgemeine Charakter wiederkehrt, entstehen bei Tragbrücken höchst verschiedenartige Gesamterscheinungen infolge der Höhenverhältnisse zwischen ihren drei Hauptelementen: Unterbau, Überbau, Brückenbahn. Die Höhe der Mittelpfeiler kann unter Umständen verschwindend klein, aber auch aufserordentlich grofs ausfallen. Für das Verhältnis zwischen Höhe und Dicke derselben sind zunächst bekannte technische Betrachtungen, bezw. Rechnungen mafsgebend, deren theoretische Resultate aber wohl immer um ein Gewisses gesteigert werden, sodafs die Dicke und namentlich die Form der Seitenflächen eines Pfeilers einigermafsen auch nach ästhetischem Bedürfnis gewählt werden darf. Man hat die in Fig. 7 dargestellten vier Grundformen für die Begrenzungslinien des Pfeileraufrisses, nämlich: *a* senkrecht, *b* geradliniger Anzug, *c* konkav, *d* konvex, und es ist die Wahl unter denselben hier, wo es sich um grofse Höhen handeln kann, wichtig.

Fig. 7.

[18]) Die beiden Türme dieses Portals sind im Grundrifs quadratisch, daher die Seitenansicht desselben leicht auszudenken.

[19]) Die im Text erwähnten Pilonen von Hängebrücken sind in folgenden Quellen gröfser abgebildet:

Prag. Monographie von Schnirch. 1842. — Budapest. Clark. Account of the suspension bridge across the Danube. 1853. — Graz. Allg. Bauz. 1836 u. 1846. — Freiburg. Daselbst. 1836. — Cubzac. Daselbst. 1845. - Seraing. Daselbst. 1848. — Mühlheim. Zeitschr. f. Bauw. 1851.



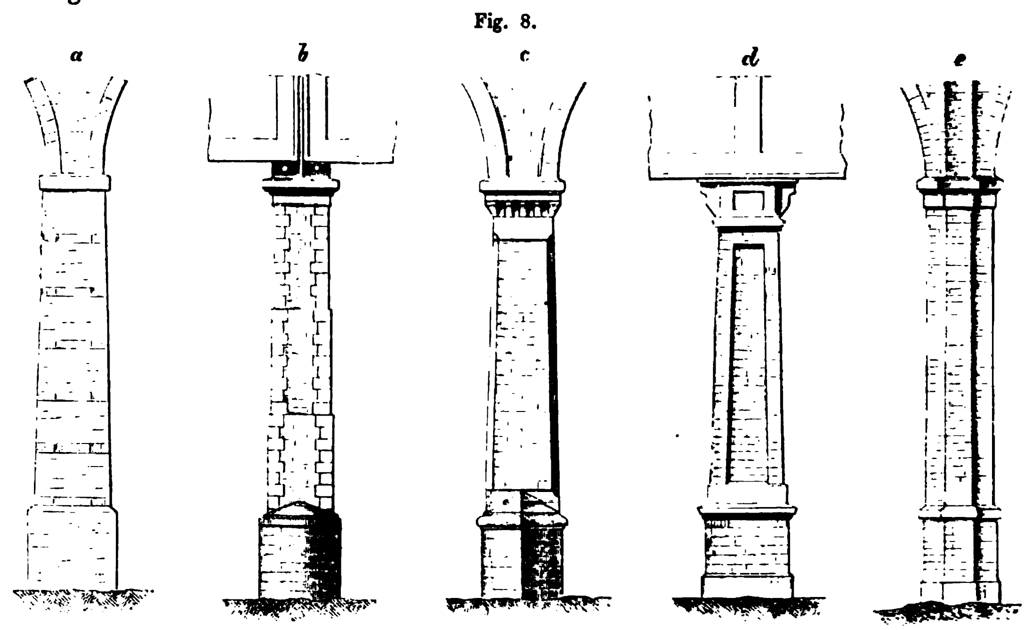
Zu der ersten Form *a* ist zu bemerken, dafs senkrechtes Mauerwerk einem untenstehenden Beobachter überzuhängen scheint, infolge der optischen Täuschung, dafs man die Längen der beiden Sehstrahlen nach dem Fufs und dem Kopf des Mauerkörpers für nicht so verschieden hält, als sie es thatsächlich sind. Wenn man nun die Dicken des Pfeilers, welcher mit allen in Wirklichkeit senkrechten Kanten überzuhängen scheint, vergleicht, so wird er oben dicker aussehen als unten. Dieser ungünstige Eindruck steigert sich mit der Höhe des Pfeilers selbst, und um ihn zu vertilgen, ist ein geringer Anzug nach oben immer passend, wo dann der Beobachter den Schein des Senkrechten bekommt. Ebenso wenig eignet sich das konkave Profil *c* für Pfeiler, deren Aufgabe im Tragen von Belastungen besteht. Sie erscheinen schwächlich, ja bereits auseinandergetrieben und an der Basis breit gequetscht und es beruht dieser Eindruck wohl auf einem unbewufsten Gefühl davon, dafs zur Sicherheit gegen Zerknicken umgekehrt eine Anschwellung gute Dienste leisten würde. Das konkave Profil scheint kräftig gegen Schubkräfte von innen (vergl. § 9), aber solche liegen bei eigentlichen dünnen Mittelpfeilern nicht vor. Die Differenz zwischen den Verkehrslasten, oder zwischen den Spannweiten zweier benachbarten Öffnungen verursacht allerdings bei Bogenkonstruktionen etwas Horizontalschub, welcher aber ästhetisch vernachlässigt werden darf, weil der bewegliche Verkehr gegen die Masse der Brücke wenig Eindruck macht und weil dieser Schub nicht, wie der Erddruck, aus dem Innern kommt. Bei weitem die meisten ausgeführten Pfeiler besitzen den geradlinigen Anzug *b*, sowohl bei geringer als bei beträchtlicher Höhe, nicht blofs als optischer Kunstgriff, sondern in wohl erkennbarem Grade. In der That entspricht ja auch die stetige Zunahme der Dicke von oben nach unten der geläufigen Vorstellung, dafs das Eigengewicht des Pfeilers selbst in demselben Mafse von oben nach unten zunimmt. Zuweilen wird das Schrägmafs an der Vorderseite eines Pfeilers beträchtlicher angelegt, als an seinen Laibungsflächen (T. XXVIII, F. 7), wie es der Stabilität hoher Bauwerke durchaus entspricht.

Eine Schwellung an Tragpfeilern würde die vollkommenste Lösung sein, indem der Widerstand gegen Belasten und Zerknicken hier sowohl wissenschaftlich als künstlerisch am entschiedensten ausgesprochen ist. Statische Anschauungen liegen der Technik wie der Kunst unter und müssen, richtig verstanden, notwendig zu ähnlichen Formen führen, wie etwa eine griechische Säule und eine gufseiserne Bleuelstange in dem Prinzip der Schwellung übereinstimmen. Es gehört aber ein feines Gefühl dazu, um an Brückenpfeilern geeignete Verhältnisse einzuhalten, und ist entweder in Ermangelung desselben oder behufs erleichterter Ausführung eine Schwellung selten angewendet worden. In übertriebenem Grade ist den Pfeilern der berühmten Brücke bei Neuilly von Perronet eine Schwellung zu Teil geworden; statt energischer Tragkraft entsteht nun der Eindruck des Schwulstes, wie bei einem Polster.

Als Stützkörper unterliegen die Mittelpfeiler von Tragbrücken der ästhetischen Forderung einer Dreiteilung in Sockel, Schaft und Kopf (vergl. § 11). Dieselbe fehlt nur an wenigen Bauwerken, z. B. an dem Viadukt von Lockwood (T. VIII, F. 32), welcher sich ebenso durch konstruktive Kühnheit wie durch architektonische Rohheit auszeichnet, ferner an der Brücke in Cannstatt (T. VII, F. 1) und an dem Viadukt von Schildesche (T. XXVIII, F. 4), woselbst der Beobachter zwar über die Lage des Gewölbanfangs nicht im Unklaren gelassen ist, aber doch ungern ein Kämpfergesims sowie einen Sockelabsatz vermifst. Einfache Grundformen von dreigeteilten Pfeilern sind schon bei den Wandbrücken mehrfach beschrieben worden (§ 11) und hier ohne weiteres verwendbar. Bei gröfserer Höhe mag *a* in nachstehendem Holzschnitt die einfachste Grundform zeigen.

Ein abgeschrägter Sockelvorsprung, eine vorgesetzte Steinschicht als Gesims, das ist alles, aber auch genügend, um den Pfeiler nach unten und oben abzuschliefsen und die Durchleitung der Last bis in das Fundament anzudeuten. Diese Formbildung geht anderwärts durch Zierglieder unterstützt und geschmückt in reichere über und bedient sich an hohen Pfeilern, wie sie eben an Tragbrücken vorkommen können, überdies einer weiteren Untergliederung, weshalb die einzelnen Teile hier noch genauer erörtert werden mögen.

Fig. 8.



Die Fläche des **Sockels** ist gleich, stärker oder schwächer geneigt als diejenige des Schaftes, je nach den allgemeinen Umrissen, welche der Pfeiler in der Ansicht erhalten soll. Zwischen Sockel und Schaft ist eine Abschrägung die Grundform, auch bei reicherer Profilierung (*b*), welche übrigens jederzeit massiger als die übrigen Gesimse des Bauwerks zu halten ist. Die nächste Stufe besteht in einem vorspringenden Sockelgesims (*c*), welches den Schutz der Sockelfläche vor herabrieselndem Wasser charakterisiert. Die reichste Ausbildung eines Sockels ist die zu einem vollständigen Piedestal (*d*, *e*), was teils einen gewissen Reichtum, teils ansehnliche Höhenverhältnisse voraussetzt. Das Piedestal ist in Sohle, Mittelstück und Sockelgesims geteilt, sodafs der ästhetische Eindruck wieder derjenige jedes normalen Stützkörpers wird. Hierbei wäre der Absatz zwischen Sohle und Mittelstück an Höhe und Breite dem schrägen Profil unterzuordnen, durch welches die zwei Hauptteile, Piedestal und Schaft, abgesondert werden.

Der **Schaft** eines Pfeilers wird wohl bei bedeutender Höhe ebenfalls selbst weiter gegliedert. Am einfachsten kann dies schon dadurch geschehen, dafs die obersten und untersten Schichten anders bearbeitet werden als die mittleren, dazu etwa eingehauene Nuten zur Sonderung rings um den Schaft; ferner eine Grundrifsveränderung im mittleren Rumpf durch abgekantete Ecken, Lissenen oder dergl., während die obersten und untersten Schichten in vollem Horizontalschnitt verbleiben (*c*). Endlich kann die Dreiteilung durch förmliche Absätze erfolgen, wo dann die Basis vor dem Mittelteil des Schaftes, dem Rumpfe, wie ein untergeordneter Sockel vorspringt (*d*), und das oberste Glied bandartig den Schaft umschlingt (*e*). Alles dieses sind ja nur Erinnerungen an

die Formbildung reicher Säulenschäfte, bei welchen die Kannelierung nicht hart am Sockel beginnt, sondern etwas höher, und auch schon niedriger endigt, als das Kapitäl ansetzt. Aufser solcher Untergliederung hat man einen Pfeilerschaft auch wohl mit Zwischengesimsen versehen, um seine Gesamthöhe in zwei oder mehr Teile zu zerlegen. Dies Verfahren ist aber ebensowenig zu billigen wie die Anlage von Absätzen (*b*), welche man zuweilen statt einer stetigen Verjüngung sieht, weil die statische Einheit des Schaftes ohne klares Motiv unterbrochen wird. Wo aus Rücksicht auf das Baumaterial senkrechte Flächen dringend gewünscht werden, wären freilich Absätze *b* immerhin noch der Anordnung *c* vorzuziehen. Das etwaige Bedürfnis, grofse Höhen zu beleben, ist ja an sich gerechtfertigt, sollte aber nicht durch förmliche Vorsprünge, sondern durch Zwischenschichten (*a*), von anderer Farbe oder Bearbeitung befriedigt werden, vergl. § 5.

Mit Bezug auf den obersten Hauptteil, den Kopf, begnügen sich die meisten Pfeiler mit einer Gesimsschicht, deren Profil den beiden Aufgaben des Tragens nach oben und des Deckens nach unten entspricht (*b*). Bei reicherer Behandlung, welche gerade an diesem krönenden Bestandteil zuerst am Platz sein dürfte, wird man an kleineren Stützen (z. B. Überführungen) zu Säulenkapitälen übergehen, an grofsen Pfeilern aber einen Konsolenfries unter das Gesims stellen (*c*). Dieses Hilfsmittel dient dazu, die Auflagerfläche des Überbaues zu verbreitern, die Spannweite zu verringern, und selbst wenn man technisch davon keinen Gebrauch machen sollte, so ist doch der hauptsächliche Dienst des Pfeilerkopfes charakteristisch ausgesprochen, und ein gefälliger Schmuck erzeugt. Unter Umständen werden einzelne Konsolen unter Tragwänden vorzugsweise bedeutend vorgekragt, und die Gesimsplatte entsprechend weit ausgelegt (*d*).

Um in der beschriebenen Mannigfaltigkeit der Glieder sich zurecht zu finden, möge man beim Entwerfen mit der Dreiteilung der Hauptglieder beginnen. Dann erst kommt die etwaige Unterteilung, wobei zu beachten, dafs die Gliederung eher nach oben als nach unten reicher zu entwickeln ist. Selbstverständlich mufs auch die Bedeutung eines der Unterglieder nicht erheblicher hervortreten, als die eines ganzen Hauptstückes, also z. B. das Piedestalgesims nicht kräftiger als der ganze Kopf erscheinen. Im übrigen können die Verhältnisse der Höhenteilung nicht in Formeln gefafst werden, sondern beruhen auf den mannigfaltigsten Umständen: Dicke und Höhe, Abstand des Beobachters, Umgebung, Belastung, Materialgattung, Schattenwirkung u. s. w.

§ 18. Vertikalgliederung steinerner Mittelpfeiler. Als natürlichster Grundrifs an einem stützenden Steinkörper von überwiegender Länge gegen die Breite ergiebt sich ein Rechteck. Es giebt aber mehrere Umstände, welche Abänderungen dieser Figur und demnach verschiedene Gesamterscheinungen veranlassen.

a. Durchbrechungen. Besteht der Unterbau aus mehreren einzelnen Tragrippen, so mufs sich deren Last im Innern des Pfeilers verteilen, um dessen Grundrifs gleichförmig zu belasten. Dies ist bei geringer Höhe des Pfeilers nicht zu erwarten, und selbst bei bedeutender Höhe zuweilen nicht beabsichtigt. Denn es kann sparsamer werden, jeder Tragrippe ihren besonderen Stützkörper zu geben, statt eines gemeinsamen langen Pfeilers. Die Formbildung wird nun davon abhängen, ob die leeren Räume oder die tragenden Körper an Masse vorwalten. Im ersten Falle gelangt man zu einem Brückenjoch: jede Stütze wird in rechteckigem, polygonalem oder rundem Querschnitt und mit der gewöhnlichen Gliederung ausgeführt, also eine Pilaster- oder Säulenreihe. Hierbei wird oft ein gemeinsamer Sockel gelassen und auch oberer Verband für das ganze Joch gewünscht, welcher in aufgelegten Schwellen, Architraven oder Bögen bestehen kann,

Es mögen auch die Zwischenräume steinerner Pilaster mit dünnen Wänden geschlossen werden, welche nicht tragen, sondern nur verspannen: eine ganz rationelle Anwendung des antiken Grundsatzes, mit einzelnen Stützen zu tragen und die Wände blofs als Raumabschlufs anzusehen. Falls umgekehrt die körperliche Masse über die leeren Zwischenräume dominiert, so dürfte als Kunstidee die Durchbrechung eines ursprünglich massiv entworfenen Brückenpfeilers unterstellt werden, wobei die Gesetze über Thorbrücken vollständig anwendbar sind. Etwa eine thorartige Öffnung durch den Schaft allein, oder durch Schaft und Sockel, auch mehrere dergleichen übereinander oder nebeneinander auf der Laibung des Pfeilers. Als Hauptrücksicht wäre festzuhalten, dafs der Raum jeder einzelnen Öffnung nicht zu ansehnlich gegenüber der ganzen Pfeilermasse ausfällt, daher unter Umständen lieber mehrere Löcher statt eines einzigen grofsen.

b. Entkantungen. Man kann die Ecken des Pfeilergrundrisses abschrägen und diese Entkantung durch allerlei Zierglieder bereichern. Entgegen der Entkantung an thorartigen Öffnungen (§ 10) mufs hier jedoch Symmetrie nach beiden Seiten des rechten Winkels beobachtet werden, weil beide gleiche Beziehung zu einer idealen Pfeilerachse haben. Indem nun das Gewicht des Pfeilers verringert, und seine Diagonale über Eck gesehen verkürzt ist, so erscheint der Pfeiler „leichter". Die Entkantung wird entweder durch die ganze Pfeilerhöhe durchgeführt (T. XXVII, F. 10, oberes Stockwerk), oder auf einzelne Glieder, z. B. auf den Schaft, auf dessen Rumpf beschränkt (Fig. 8 *c*, S. 520). Sie kann auch in verschiedenem Grade angeordnet werden, z. B. im Sockel schwach, im Schaft breiter, ferner mit stetiger Abnahme (T. XXVIII, F. 1[c]), wobei die Hauptflächen des Pfeilers mit konstanter Breite emporsteigen. Bei reicherer Ausstattung wäre das Einlegen eines Rundstabes in die Entkantung, oder das Anbringen von Ecksäulen ein geeignetes Motiv, um starke Pfeiler zu schmücken. Die Bedeutung der Kante, welche nach zwei Richtungen hin Flächen beendigt, und sonach gleichsam doppelt zu tragen hat, wird dadurch konzentriert und in einer bekannten Kunstform dargestellt. Gegen den zuweilen erhobenen Vorwurf, dafs bei Ecksäulen die statischen Verhältnisse freistehender Säulen übermäfsig gestreckt und statisch unmöglich werden, ist zu erwidern, dafs hier Anlehnung an die Mauer stattfindet, und damit der statische Dienst ein anderer geworden ist. Eine Ecksäule ist nicht eine ehemals freistehende Stütze, welcher nachträglich ein Mauerkörper angesetzt wurde (wie römische Halbsäulen mit Architrav erscheinen), sondern der Mauerkörper ist das Ursprüngliche und giebt der Ecksäule deutlich ihren Halt. Deshalb beschränkt sich allerdings eine Ecksäule am passendsten auf die vorzugsweise senkrecht wirkenden Teile, auf den Schaft des Pfeilers, und geht nicht in die wagrecht ausgestreckten Gliederungen desselben ein, wie es jene römischen Halbsäulen thun und sich dadurch unabhängig von der Mauer machen. — Weitergehend führt das Verfahren der Entkantung eines Brückenpfeilers zu Grundrissen, welche beiderseits mit einem halben Achteck endigen, oder abgerundet sind.

c. Lissenen. Wo statt einer Entkantung die Verstärkung eines rechteckigen Pfeilers Bedürfnis ist, sei es aus technischen oder nur aus ästhetischen Gründen, erfolgt dies durch senkrechte vorspringende Streifen, die sog. Lissenen. Aus der Anwesenheit solcher Verstärkungen schliefst man, dafs der Mauerkern ohne sie nicht stabil gegen Einflüsse sein würde, welche ihn in bekannter oder unvorherzusehender Art erschüttern und knicken könnten. Deshalb eignen sich besonders hohe Pfeiler dazu, während gegenteils an Pfeilerflächen im Wasser solche Vorsprünge wegen des Wasserdurchflusses unzulässig sein würden. Die Lissenen werden entweder an die Ecken oder vor die Mitten der Grundrifsseiten gestellt, überdies wären an sehr breiten Pfeilerflächen noch weitere

Zwischenlissenen nützlich. Bei ausgeführten Viaduktpfeilern finden sich Lissenen gewöhnlich nur an ihrer Vorderseite, und zwar als Mittellissenen oder Ecklissenen, Fig. 8, *e* u. *d*. Wo und wie viele Lissenen anzuwenden, hängt natürlich immer von der Gestalt der Fläche selbst ab, sodaſs namentlich die Laibungsflächen wohl damit zu versehen wären. Je höher und dünner der Mauerkörper, je geringfügiger seine Bausteine, desto nötiger scheinen Verstärkungen. Doch steige ihre Anzahl nie bis zum Dominieren über dem Kern, welcher immer die Hauptsache bleibt.

Bei der Formbildung von Lissenen im einzelnen hat man dieselben weder mit Strebepfeilern noch mit Pilastern zu verwechseln, wie öfter geschehen ist. Die statische Wirksamkeit von Strebepfeilern richtet sich gegen beträchtliche Horizontalkräfte, welche an gewöhnlichen Mittelpfeilern nicht vorkommen, oder doch so unerheblich sind, daſs dieses Verstärkungsmittel dem Gesetz der ästhetischen Ökonomie widersprechen würde. Auch nimmt die Wirksamkeit etwaiger Erschütterungen von oben nach unten ab, daher vorspringende Streifen mindestens nicht, wie die Strebepfeiler, an Masse nach unten zunehmen sollten. Auch der Laie sieht dies wohl ein, und verlangt in den unteren Teilen am Mauerkern allein Masse genug, um dem Gefühl von Unsicherheit enthoben zu werden. Nur bei sehr beträchtlicher Höhe mag das Bedürfnis der Sicherheit gegen Seitenschwankungen die Anlage eigentlicher Strebepfeiler rechtfertigen (T. XV, F. 1 und T. XXVIII, F. 13). Ebenso wenig paſst die Analogie von Pilastern. Dieses sind selbständige Stützkörper, deren Zwischenräume etwa zugemauert werden mögen. An einem Brückenpfeiler aber muſs der gesamte Kern ernstlich tragen, und die Lissenen geben nur eine Beihilfe, ohne Tragfähigkeit für sich allein zu besitzen. Es ist also auf das Zusammenwachsen derselben mit der Hauptmasse des Mauerwerks groſser Wert zu legen.

Mit Lissenen sind somit vorzugsweise diejenigen Glieder eines Pfeilers zu besetzen, welche wegen groſser Höhe ihrer Beihilfe bedürfen, vor allem der Schaft, an einem vollständig gegliederten Piedestal etwa auch dessen Mittelteil. Andere Teile brauchen aber keine Verstärkung, oder man wünscht dieselbe nicht, um den vollen Eindruck der Kraft zu behalten, z. B. an der Basis des Schaftes, an derjenigen des ganzen Baues, eventuell an dem gesamten Piedestal eines Pfeilers. Auf dem Erdboden stehende Lissenen würden gewissermaſsen diesen selbst als schwankend voraussetzen. Man vergleiche im Holzschnitt Fig. 8 *d* mit sparsamster Anwendung und *e* mit vollständiger Durchführung von Lissenen. Ferner bedingt sowohl die gemeine als die ästhetische Ökonomie, daſs man nicht Vorsprünge ausführe, wo das Vorsetzen des ganzen Gliedes offenbar einfacher ist, nämlich an Gesimsen. Die sog. Verkröpfungen von Gesimsen, um oberhalb und unterhalb befindliche Lissenen in direkte Verbindung zu bringen, machen in der Regel einen schwächlichen Eindruck, weil die Lissene pilasterartig selbständig wird und doch materiell geringe Masse besitzt. Nur da, wo ihre Breite so ansehnlich gewählt ist, daſs fast schon ein selbständiger Mauerkörper entsteht, wäre das Emporführen durch sämtliche Hauptgliederungen statthaft oder erwünscht. Ebenso wenig gefällt uns freilich das entgegengesetzte Verfahren, die Lissene glatt durch die Gesimse emporsteigen und letztere an ihr totlaufen zu lassen. Man sieht beide Methoden an dem Viadukt über das Goelthal (T. VIII, F. 24), woselbst einige Gesimse verkröpft, andere abgestoſsen sind. Nur an den Gruppenpfeilern dieses Viaduktes mit ihren breiten Vorsprüngen kommt dabei ein befriedigender Eindruck heraus. Für gewöhnliche schmale Lissenen wäre vielmehr das Verfahren so einzurichten, wie es in Fig. 8 *d* an dem Pfeilerschaft verzeichnet ist, welcher, unter Weglassung des Piedestals, auch als einfach gegliederter ganzer Pfeiler gelten kann. Darnach springt die Basis soweit vor, daſs sie gemeinsam für den

oberen Mauerkörper mit der von ihm untrennbaren Lissene dient, während oben die letztere in den Fries unter dem Gesims übergeht, mit welchem sie gleichviel vor dem Mauerkern vorspringt. Die obere Lösung erscheint, wie es in der Natur der Sache liegt, „leichter“ als die untere, doch wäre es zulässig, eine der beiden gleichartig für Fufs und Kopf zu verwenden, falls man jenen Unterschied nicht wünscht. Bei reicherer Ausstattung liefsen sich die Übergänge noch feiner ausbilden, namentlich ergiebt die Verbindung der Lissenen mit einer um gleichviel vorspringenden Konsolenreihe eine sehr gefällige Unterstützung des gemeinsam deckenden Gesimses (T. XXVI, F. 2).

Als Baumaterial verwende man zu Mauerkern und Lissenen dieselbe Gattung, ferner dieselbe Schichthöhe und Bearbeitung. Auf diese Art wird die Zusammengehörigkeit beider Teile, von denen keiner ohne den andern bestehen kann, klar ausgesprochen. Es erscheint nichts anderes als ein Mauerkörper mit gerippten Flächen. Schliefslich soll noch davor gewarnt werden, Lissenenfaçaden im ganzen als Rahmwerk zu behandeln. Die glatten Flächen des Mauerwerks sind freilich ringsum von Vorsprüngen eingefafst, unten Sockel, oben Gesims, seitlich Lissenen. Dies hat manchmal dazu verführt, das Viereck als eingerahmte Bildfläche weiter zu dekorieren, aber mit Unrecht. Kein Holzgerüst mit Füllungen, kein indifferenter Körper mit angeheftetem Rahmen liegt hier vor, sondern ernstlicher Widerstand gegen Belastungen, sodafs die vertikale Richtung anders behandelt werden mufs, als die horizontale, und die vier Seiten überhaupt verschiedenartige Funktionen besitzen (vergl. S. 500, oben).

d. Verzahnte Quaderstreifen. Den Lissenen an konstruktiver Bedeutung ähnlich sind senkrechte Quaderstreifen mit Verzahnung gegen das übrige Mauerwerk. Man findet sie sowohl an den Kanten (Fig. 8 *b*), als auf einer Fläche, welche dadurch passend eingeteilt und belebt wird. Auch die Verkleidung von Vorköpfen mit Quadern gegenüber schlicht gehaltenen Laibungsflächen gehört hierher (T. XXVIII, F. 6). Der Unterschied vom übrigen Mauerwerk beruht auf anderer Farbe oder Schichthöhe, oder auf einem geringen Vorsprung, oder auf einer besonders tiefen merklichen Fugierung längs der ganzen Verzahnung. Auch können diese Mittel gleichzeitig angewendet werden. In reinem Backsteinbau pflegt man mehrere Schichten zu quaderartigen Blöcken zusammenzufassen, um verzahnte Streifen zu bilden — nicht gerade sehr charakteristisch für dieses Material. Vor Lissenen haben solche Quaderstreifen die Klarheit des Zusammenwachsens mit dem übrigen Mauerwerk voraus, bei massigem Charakter des ganzen Baues bilden sie daher wohl eine ästhetisch wirksame Verstärkung. Dies leuchtet um so mehr ein, wenn man die öfter beliebten Quaderstreifen ohne Verzahnung vergleicht, welche man auch als Lissenen aus Quadern bezeichnen könnte, während das sonstige Mauerwerk bescheideneren Verband besitzt. Dies Verfahren ist inkonsequent, weil ein solcher schmaler Quaderpfeiler ersichtlich unfähig ist, beträchtliche Belastungen zu tragen, und doch jede Verbindung mit der gleichsam nachträglich angesetzten Wand ästhetisch unterdrückt ist, s. die Widerlagerecke T. XXVIII, F. 5.

§ 19. Vorköpfe. Wo an den Mittelpfeilern von Tragbrücken Wasser vorkommt, und demnach Vorköpfe erforderlich sind, entsteht durch die Höhenverhältnisse eine gröfsere Mannigfaltigkeit als bei den Wandbrücken, und lassen sich folgende vier Fälle unterscheiden: der Vorkopf wird auf Sockelhöhe, auf beiläufig halbe Pfeilerhöhe, auf ganze Pfeilerhöhe, oder endlich über den Pfeiler emporragend angesetzt.

Wenn der Vorkopf entsprechend dem Hochwasserstande niedrig gegen die Gesamthöhe sein darf, so wird er passend geradezu in den Sockel oder in das Piedestal

gezogen (Fig. 8, *b* u. *c*). Dies entspricht der Idee, dafs eben der Sockel die Ausbreitung der Last auf gröfsere Grundfläche zu vollziehen hat, wozu hier nun die Fläche der Vorköpfe noch mit behilflich ist. Auch ist das etwaige Deckgesims des Sockels gewöhnlich ganz geeignet, mit um die Vorköpfe gezogen zu werden und die Kegelhaube derselben zu empfangen. Es rechtfertigt sich auch, den Vorkopf noch etwas über den Hochwasserstand zu führen, um den Sockel zu erreichen, umgekehrt sich mit dem Entwurf des letzteren nach der benötigten Vorkopfhöhe zu richten, wenn beide schon ungefähr zusammenstimmen. Wo dies nicht geschieht, erscheint eben der Vorkopf nicht recht organisch mit dem Pfeiler vereinigt, sondern mehr zufällig angesetzt, z. B. an der Innbrücke bei Königswart, T. XXVIII, F. 1[c].[20]) Man denke sich hier gemäfs der beigesetzten Variante 1[d] den Vorkopf bis zur Absatzhöhe empor gebaut, und womöglich auch ein Gesims umgelegt, so wird die Formbildung sofort verbessert. Übrigens ist an diesem Pfeiler sehr geschickt die Abschrägung seines Schaftes in die Schrägfläche des Vorkopfes übergeleitet, und dadurch der Materialaufwand für letzteren verringert.

Wenn zweitens der Hochwasserstand den Vorkopf auf etwa Mittelhöhe des Brücken-Unterbaues bedingt, so entsteht die bereits bei den Wandbrücken (Seite 503) erörterte Auswahl unter drei Lösungen: entweder die Kosten des Vorkopfs auf ganze Pfeilerhöhe opfern, oder die Gesimse von Vorköpfen und Mittelteil in organische Verbindung nach vertikaler Richtung bringen, oder den Pfeiler in zwei Stockwerke gliedern. Die örtlichen Höhen- und Geldverhältnisse werden diese Wahl leiten. Häufiger als bei Wandbrücken wird die zuletzt bezeichnete Lösung hier vorkommen, nämlich bei hohen Pfeilern in hohem Wasserstande, wie sie Übergangswerke über bedeutende Ströme oft besitzen. Aus der disponiblen Höhe ergiebt sich gewöhnlich eine Tragbrücke, und aus den grofsen Spannweiten einer solchen Aufgabe meistens Eisenkonstruktion. Aufser den früher schon angeführten Beispielen über zweistöckige Pfeiler, T. XXVI, F. 8 und T. XXVII, F. 14, welche auch für Tragbrücken ohne weiteres anwendbar sein würden, soll noch auf den Mittelpfeiler der Waldshuter Rheinbrücke, T. XXVII, F. 10, aufmerksam gemacht werden.[21]) Jedes der beiden Stockwerke ist in Sockel, Schaft und Kopfgesims gegliedert, der Grundrifs des unteren Stockwerks verwandelt sich innerhalb der Basis des oberen in ein stark entkantetes Rechteck, die Profile sind oben zierlicher als unten und Farbenwechsel zeichnet die Gliederungen vor den glatten Flächen aus: so hat man eine durchaus korrekte und geschmackvolle Behandlung. Ferner ist in T. XXVIII, F. 6 ein Mittelpfeiler der Neckarbrücke der badischen Odenwaldbahn bei Neckarelz dargestellt. Während das untere Stockwerk vollständig gegliedert und reich behandelt ist, und auch der Fufs des oberen sich schön entwickelt, kommt weiter oben eine gewisse Dürftigkeit zum Vorschein. Das Auflager der Tragwände — also der Hauptteilpunkt jeder Tragbrücke — ist nur durch einen schwachen Absatz bezeichnet, und nahe darunter ist ein zweiter solcher Absatz, dessen Höhenlage technisch nicht näher begründet ist. Unseres Erachtens hätte statt dieser beiden schwachen, ein kräftiger Strich, am besten ein Traggesims, unmittelbar dem Überbau unterlegt, und in dieser selbigen Höhe auch der rechteckige Grundrifs ins Achteck verwandelt werden sollen; hierdurch wäre der Unterbau vom Überbau gehörig gesondert, und zugleich der an sich sehr geschmackvolle, zinnengekrönte Aufbau als drittes Stockwerk charakterisiert worden.

Die Höhe eines Vorkopfes kann ferner durch den Wasserstand auf ganze Höhe des Unterbaues bedingt werden. Demnach wird die letztere nicht sehr ansehnlich sein,

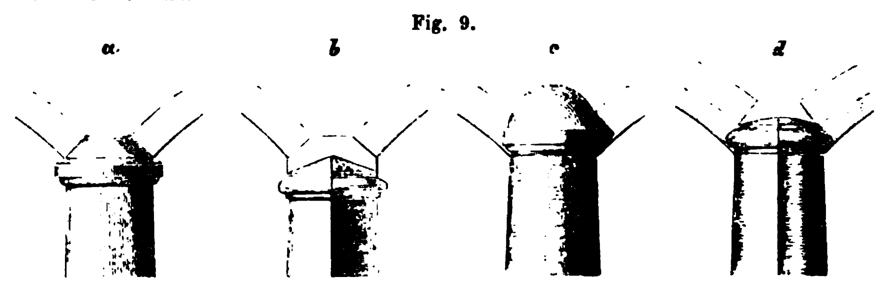
---

[20]) Zeitschr. f. Baukunde. 1878.

[21]) Allg. Bauz. 1862.

und nur einfache Dreiteilung des Pfeilers stattfinden. Falls Tragwände den Überbau bilden, so sind es dieselben Verhältnisse wie bei Wandbrücken, und die in § 11 erörterten Regeln und Beispiele sofort auch hier giltig. Für Gewölbe (sowie für hölzerne und eiserne Bögen) entstehen ganz ähnliche Unterschiede in Bezug auf die Höhenlage des Vorkopfdeckels, wie sie dort angeführt wurden. Man kann nämlich das Kopfgesims des Pfeilers unmittelbar unter den Bogenanfang und den kegelförmigen Deckel vor denselben legen, oder beides soweit hinunterrücken, dafs die Stirnfläche am Bogenanfang vollkommen frei bleibt.

Fig. 9.



Statisch natürlicher dürfte wohl das erstere Verfahren *a* sein, doch erscheint das Einschieben einer steinernen Schwelle zwischen Pfeilergesims und Bogenanfang nach *b* zuweilen gefällig, um die Ansatzsteine von Segmentbögen nicht spitzwinklig zu machen und um die beiden Bogenanfänge in Verbindung zu bringen, ist auch nicht gerade unkorrekt. Fehlerhaft dagegen hinsichtlich der Bedeutung des Gesimses ist die Anordnung *c*, welche vermutlich von dem Wunsche geleitet wurde, die Kosten des Gesimses an der Pfeilerlaibung zu sparen. Dieses Ziel läfst sich jedoch besser nach *d* durch eine Entkantung des Gewölbes erreichen, welche entweder gegen dessen Scheitel verläuft, oder in gleicher Breite durchgeführt werden kann. Da die abgeschrägte Fläche meist im Schatten liegt, so stört sie nicht den Eindruck einer richtigen Absonderung zwischen Unterbau und Überbau an der Stirnfläche, während beide Teile an der Laibungsfläche allerdings etwas roh, aber billig zusammengestofsen.[22]) Endlich giebt es auch Fälle wo man sich nicht mit der einfachen Haube auf dem Vorkopf begnügen will, sondern Pfeileraufsätze bis zur Brückenbahn hinauf errichtet (§ 20).

Eine vierte Anordnung von Vorköpfen ist diejenige, wo man dieselben höher als das Auflager des Überbaues emporführt. Dies kann bei Holz- und Eisenkonstruktionen niemals vorkommen, weil dieselben dem Einflufs des Hochwassers entzogen werden müssen. Es handelt sich also nur um gewölbte Brücken. Statt die Pfeilhöhe zu verringern, liefs man namentlich früher das Hochwasser lieber über den Gewölbeanfang steigen, und wollte doch für die Stirnfläche der Brücke einen Schutz gegen Eisgang haben. Es findet sich diese Anordnung bei sehr vielen römischen und mittelalterlichen Brücken, wo man grofsen Wert auf halbkreisförmige Gewölbe legte, z. B. bei den ältesten Brücken in Regensburg[23]), Prag, Coblenz (Moselbrücke), Würzburg, Heidelberg (T. XXVIII, F. 2), Paris (Pont-neuf). Aber auch neuere Brücken, namentlich in Frankreich, geben Beispiele davon, T. VII, F. 21 u. 22, und selbst bei Segmentgewölben findet man zuweilen die Vorköpfe emporgeführt, z. B. an der A-B-C-Brücke in Nürnberg, und an der Tessinbrücke bei Buffalora (T. XXVII, F. 4). Abgesehen von bekannten technischen Bedenken

---

[22]) Die nach diesem Prinzip entworfene Neckarbrücke bei Ladenburg (Main-Neckar-Bahn) siehe T. IX F. 15—17.

[23]) Allg. Bauz. 1878, und Merian. Topographia.



können wir uns mit allen diesen Anordnungen deshalb nicht befreunden, weil das Auflager des Gewölbes verdeckt wird. Selbst wenn daselbst ein Sockelabsatz besteht oder ein Gesims herumgezogen ist, spitzt sich an der Stirnfläche das Gewölbe gegen den Pfeiler allmählich zu, und scheint in einer wirklichen Spitze aufzustehen, oder vielmehr zwischen den Pfeilern eingeklemmt, und nur durch Reibung am Abrutschen verhindert zu sein. Das wäre eine passende Anschauung für Spannbögen, welche nichts zu tragen haben, eignet sich aber nicht für ernstlich belastete Tragbögen. Zwar braucht eine Baukonstruktion nicht in allen Einzelheiten handgreiflich und offenkundig dazustehen, um künstlerisch wahr und klar zu sein. Allein die statische Bedeutung des gesamten Organismus kann nicht empfunden werden, wenn der Übergang der Kräfte an der Verbindungsstelle der wichtigsten Glieder unsichtbar und dem Erraten anheim gegeben wird (§ 3.) Mindestens darf eine Andeutung nicht fehlen. Falls man sich nun nicht mit einer etwas geringeren Vorkopfhöhe begnügen kann (wie es z. B. an der Albertbrücke, T. XXVII, F. 1 geschehen), und falls man auch nicht zur Eisenkonstruktion übergehen will, so bietet sich ein zweckmäfsiges Hilfsmittel in den sog. Kuhhörnern (T. VII, F. 12 u. 29), welche ja auch in technischer Beziehung die ganze Schwierigkeit des vorliegenden Falles durch verbesserte Kontraktion des Wassers mildern. Hiernach wird immerhin dem Stirnbogen ein sichtbares Auflager zu Teil, und der Laibungsfläche kann ein sockelartiger Vorsprung unterlegt werden. Besser noch wäre der Ausweg, auf Halbkreise oder Korbbögen zu verzichten, und Segmentbögen zu nehmen, eventuell mit der Lösung Fig. 9 *d*, wenn man mit deren Ansatz noch etwas unterhalb der Hochwasserlinie bleiben will. Endlich ist noch der Ausweg zu nennen, dafs der Vorkopf etwas schmäler als der Pfeiler gemacht wird. Er kann dann beliebig über den Bogenanfang emporsteigen, ohne doch den letzteren ganz zu verdecken. So ist man vielfach bei mittelalterlichen Brücken verfahren, ein neueres Beispiel zeigt die Brücke über die Zollelbe in Magdeburg, s. T. XXVII, F. 11.[24]) Freilich entsteht dadurch eine gewisse Gefahr für die scharfe Pfeilerkante bei Eisgang und dergl., sodafs wohl auch das Gefühl durch diese Lösung nicht ganz befriedigt wird.

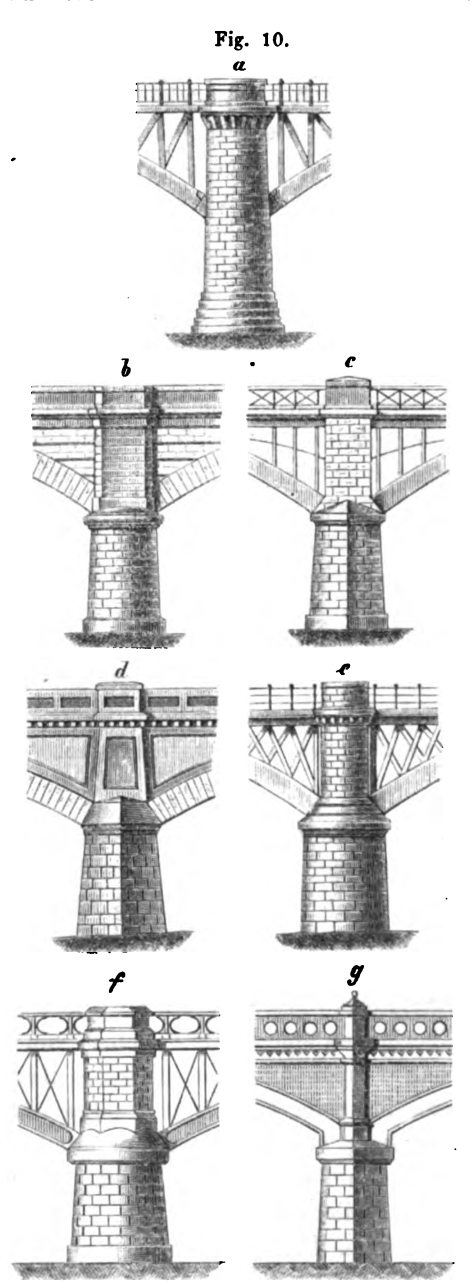
§ 20. Pfeileraufsätze. Mittelpfeiler mit oder ohne Vorköpfe können, wenn man will, am Auflager des Überbaues entschieden abschliefsen, sodafs der letztere sich über dem Unterbau ohne Unterbrechung entlang streckt, so in T. VIII, F. 34 und T. XXVIII, F. 11 für Bogenkonstruktion, in T. XXVIII, F. 1 für horizontale Tragwände. Aber schon aus technischen Gründen ist zwischen zwei Öffnungen, welche mit Bögen aus Holz oder Eisen überspannt werden, häufig ein Aufbau des Mittelpfeilers aus Stein bis zur Brückenbahn empor wünschenswert, um den beiderseitigen Überbauten einen Halt zu geben. Noch mehr ist aus ästhetischen Gründen ein solcher Aufbau — namentlich an gröfseren Bauwerken — Bedürfnis, um die beiderseitigen Öffnungen bis oben hinauf zu sondern, um der Brückenbahn hier gleichsam eine direkte Unterstützung von unten her zu erteilen. Deshalb wird die gewöhnliche Überbaukonstruktion, bestehe sie aus Mauerwerk, Eisen oder Holz, gern unterbrochen durch einen sogenannten Pfeileraufsatz.

Nachstehender Holzschnitt soll die Formbildung von Pfeileraufsätzen über Vorköpfen bei Bogenbrücken (aus beliebigem Material) erläutern. Nach dem in *a* dargestellten Prinzip wird der Vorkopf mit gleichem Horizontalschnitt ohne weiteres bis zur Brückenbahn emporgeführt. Dies liegt allerdings nahe, wenn der Hochwasserstand ohnedies über den Gewölbanfang steigt. Zu den betreffenden im vorigen Paragraphen ange-

[24]) Deutsche Bauz. 1885.

führten Beispielen mit hohen Vorköpfen kommen demnach hier noch folgende bekannte Brücken aus älterer Zeit: Dresden (Augustus-Brücke), Frankfurt, Tübingen; aus neuerer Zeit: Dresden (Marienbrücke), Pirna, Tarascon, Unterspreebrücke (T. XXVII, F. 17) und Alsenbrücke in Berlin. Die drei letztgenannten besitzen eiserne Bögen, und zu deren Ansatz Konsolschichten an der Laibungsfläche der Pfeiler. Hierbei dominiert nun der Pfeiler ganz entschieden, und die Bögen erscheinen untergeordnet, zwischengespannt, womit das Verhältnis beider Elemente, als koordinierter Bestandteile des Bauwerks, unseres Erachtens nicht richtig ausgesprochen ist. Das Umlegen eines Gesimses in der Höhe des Bogenanfanges würde die Sache kaum wesentlich verbessern, indessen immer noch passender sein, als das gleichsam herunter gerutschte Gesims an der Unterspreebrücke. Deshalb wurde öfter nach *b* der Aufsatz rechteckig, abgekantet, halbachteckig oder dergl. ausgeführt, z. B. an den badischen Eisenbahnbrücken bei Rastatt und Constanz (T. XXVIII. F. 15), an der neuen Brücke in Heidelberg (T. XXVII, F. 18), an der grofsen Brücke von St Louis (2. Abteilung des Brückenbaues, T. XXIX. F. 1 u. 10, in 1. Auflage). Wenngleich hiermit der Pfeiler selbst entschieden in einen Unterbau und einen zum Überbau gehörigen Bestandteil zerlegt ist, so bleibt doch der am Schlufs des vorigen Paragraphen besprochene Übelstand des versteckten Bogenauflagers. Eine ganz korrekte Formbildung entsteht erst dann, wenn der Pfeileraufsatz schmäler als der Pfeiler selbst angelegt, und dadurch Platz zum sichtbaren und wohl unterstützten Anschlufs der Überbaukonstruktion gewonnen wird, wie es in *c* bis *g* geschehen. Dabei mag die Kappe des Vorkopfes selbst als Übergangsglied dienen, falls ihre Schräge entsprechend dem Bogenansatz gewählt wird, *d*, *e*, *f*. In Bezug auf die Form der Horizontalschnitte wäre das einfachste ein glatter rechteckiger Pfeileraufsatz, wie ihn nach dem Typus *c* zahlreiche Brücken besitzen. Wir nennen von bekannteren: Friedrichsbrücke in Berlin, Cannstatt (Eisenbahnbrücke), Olten, Ars a. d. Mosel, Margarethenbrücke in Budapest (T. XXVII, F. 16). Der Anordnung *d* entsprechen die Schillingsbrücke in Berlin, die Southwarkbrücke in London, die Eisenbahnbrücke von Charenton, annähernd die Lombardsbrücke in Hamburg (T. XXVIII, F. 16), deren Vorköpfe in stehendem Wasser nur schwach abgerundet sind. Auch mag auf die Entwickelung des scharfkantigen Aufsatzes in T. XXVII, F. 11 hingewiesen werden. In manchen Fällen wäre aber eine gewisse

Fig. 10.



Harmonie zwischen den Grundrifsformen von Vorkopf und Pfeileraufsatz wünschenswert. Dies ergiebt an halbkreisförmigen Grundrissen den Typus *e*, nach welchem die Eisenbahnbrücken über den Rhein bei Coblenz, über die Ruhr bei Mühlheim (2. Abteilung, T. XXX, F. 3 u. 8) und über den Mincio bei Peschiera ausgeführt sind. Ferner können nach *f* Pfeileraufsätze mit halbachteckigem Grundrifs aus halbrundem, eventuell zugespitztem Vorkopf aufsteigen. Ausgeführte Beispiele zeigen die Lahnbrücke T. IX, F. 3 u. 4, die Westminsterbrücke T. XXVIII, F. 12, und mit origineller Entwickelung die Wandrahmsbrücke in Hamburg, T. XXVIII, F. 8. Die beiden angeführten Hamburger Brücken zeigen zugleich, dafs es ästhetisch nicht gerade erforderlich ist, das Auflager der Überbaukonstruktion handgreiflich und vollständig darzulegen, man begnügt sich mit einer Annäherung, welche das Auge leicht ergänzt, will aber diese dann auch nicht entbehren. Ferner weisen wir noch auf die Albertbrücke in Dresden, T. XXVII, F. 1. Die in den Horizontalschnitten näher dargestellte Entwickelung aus halbkreisförmigen Vorköpfen durchs Dreieck in einen halbachteckigen Pfeileraufsatz ist schön und korrekt, und kehrt mit kleinen Modifikationen bei allen (verschieden dicken) Pfeilern dieser Brücke wieder. Auffallend erscheint aber der in die Ecken eingesetzte Mauerkörper, welcher keinen rechten Zweck hat und das Gewölbauflager zudeckt. Läfst man denselben weg, wie wir in der Abbildung an dem zweiten Pfeiler gethan haben, so würde das Ganze nach unserer Meinung gewinnen. Als letzter Typus von Pfeileraufsätzen bleibt nach *g* auf schmalem Pfeiler zwischen sichtbaren Bogenansätzen nur ein schmaler Vorsprung über, welcher im Horizontalschnitt rechteckig, polygonal oder rund sein kann, und im Aufrifs gewöhnlich als Pilaster oder Wandsäule ausgebildet wird. Man findet dieses z. B. an der Maximiliansbrücke in München T. X, F. 9.

Reichere Ausstattung von Pfeileraufsätzen ergiebt sich mittels Lissenen, bezw. eingerahmten Feldern (Fig. 10 *d*), ferner mit Pilastern (T. VII, F. 33), mit Wappen, Rosetten und dergl. An der Schwarzenbergbrücke in Wien[25]) ist ein grofses, als Blattgewächs dekoriertes Konsol verwendet. Auch freistehende Bildwerke kommen vor, so tragen die Vorkopfdeckel an der Margarethenbrücke in Budapest (T. XXVII, F. 16) Donauweibchen, an der Konkordiabrücke in Paris symbolische Statuen, an der Almabrücke Kriegerstatuen aus dem Krimkriege, an der Brooksbrücke in Hamburg sitzende Löwen als Wappenhalter.

Wenn an Pfeilern ohne Vorköpfe ebenfalls Vorsprünge zwischen zwei Bogenfeldern beabsichtigt werden, so bedarf es dazu notwendig einer Vorbereitung vom Erdboden auf. Am häufigsten ist das ein rechteckiger Vorsprung, eine starke Mittellissene, welche dann über den Bogenanfang hinauf fortgesetzt wird. Dabei mag ein Kämpfergesims fehlen (T. XXVIII, F. 4), oder verkröpft werden (T. XXVIII, F. 7). In der Regel wird das letzte Verfahren das vollkommenere sein; es setzt aber kräftige Dimensionen des Vorsprungs voraus. Wo diese Bedingung nicht erfüllt wird (Fig. 8 *e*, S. 520), da sollte man lieber die Lissene unterbrechen, und das Gesims glatt durchführen: die Korrespondenz zwischen unten und oben wird schon durch das Auge vermittelt, welches markierte Linien gern und leicht fortsetzt und verbindet. Übrigens kommen statt rechteckiger auch anders gestaltete Vorsprünge und Aufsätze an Viaduktpfeilern vor. Sehr gefällig macht sich z. B. das halbe Achteck an dem Gruppenpfeiler des Friedberger Viaduktes, T. XXVIII, F. 10. Dagegen sieht es gerade bei hohen Viadukten besonders häfslich aus, wenn ein Pfeileraufsatz aus dem Pfeiler mit gleicher Breite emporsteigt, und somit

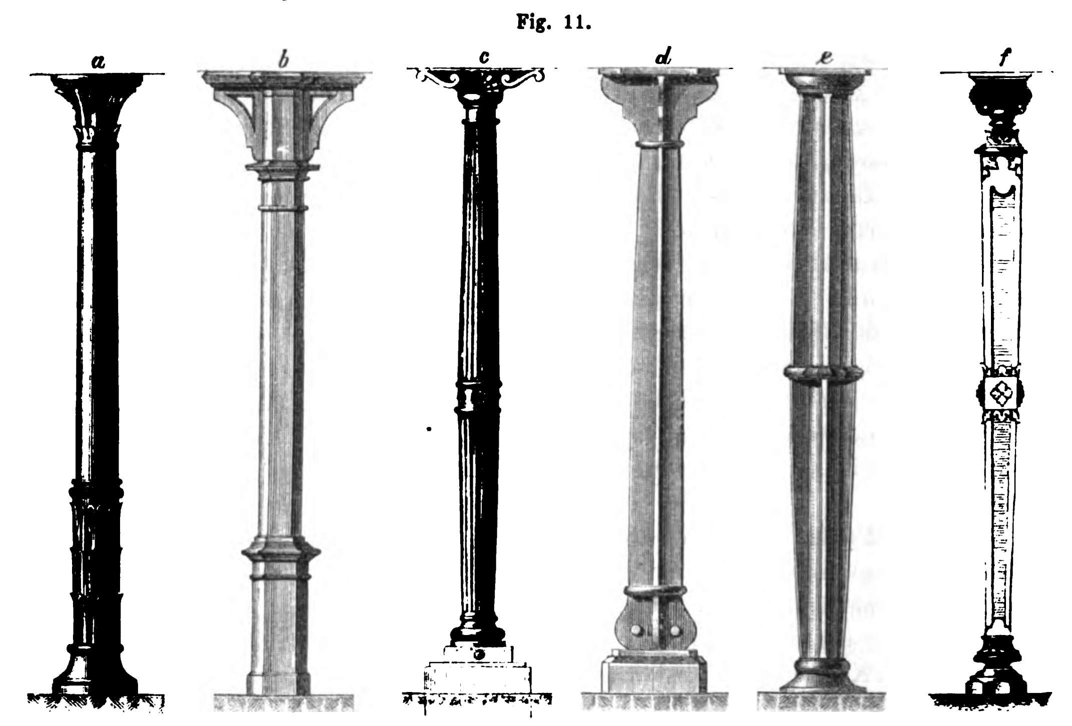
---

[25]) Allgem. Bauz. 1870, Bl. 58.

die Gewölbe einklemmt; es entsteht das Bild Fig. 10 *a*, nur nach vorn flach statt rund, und daher noch weniger begründet.

An Brücken mit horizontalen Tragwänden ist das ästhetische Bedürfnis eines Pfeileraufsatzes weniger bedeutend, weil die Kontinuität des Überbaues über den Mittelpfeiler hinweg statisch begründet ist. Man vermifst z. B. in T. XXVIII, F. 1 nichts, indem der Pfeiler mit dem horizontalen Auflager der Wand horizontal abgeschlossen ist. Will man jedoch einen Pfeileraufsatz, so ist auch das Bedürfnis eines von vorn sichtbaren Auflagers für die Tragwände nicht so dringend wie für Bögen, weil jener, ähnlich wie ein Turm bei Wandbrücken, doch isoliert von der Wand steht, und somit die Auflagervorrichtung perspektivisch noch ersehen werden kann (T. XXVIII, F. 6). Letztere Figur zeigt zugleich, dafs immerhin eine gewisse Formverwandlung des Pfeileraufsatzes, Entkantung oder dergl. wünschenswert ist, um denselben vom Unterbau besser abzusondern. An der Waldshuter Brücke (T. XXVII, F. 10) wurde auf den Pfeiler nur noch eine Quaderschicht aufgelegt, welche wie der Anfang eines nicht fertig gewordenen Pfeileraufsatzes erscheint. Man ist versucht, den letzteren nach den Formen des Eckturms am Widerlager zu ergänzen.

Fig. 11.



§ 21. Eiserne Pfosten und Pfeiler. Um mit den kleinsten Gegenständen dieser Art zu beginnen, so lassen sich gufseiserne Stützen für Brückenjoche nach den in vorstehendem Holzschnitt gegebenen Grundformen ausbilden, deren eventuelle reichere Verzierung sodann unschwer anzuordnen wäre. Die Säule *a* unterliegt der gewöhnlichen Dreiteilung in Sockel, Schaft und Kapitäl. Als Fufs mag ein einfacher Sockel *a*, *c* oder ein Piedestal *b* dienen. Der Schaft wird glatt, kanneliert (*c*), teilweise oder ganz mit Schuppen (*a*), Kränzen oder anderen Ornamenten umgeben. An eckigen Schäften (*b*) kommen ebenfalls statt glatter Flächen Verzierungen vor, namentlich Rippen an den senkrechten Kanten bezw. vertiefte Füllungen an den Seiten. Als Kopf dient manchmal nur ein

Deckgesims (*b*), bei vollständiger Durchbildung ein sich von unten nach oben erweiternder Körper, an welchem nach irgend einem geometrischen Prinzip Ausladung und nötigenfalls Verwandlung des Horizontalschnittes bewerkstelligt ist. Von den zahlreichen Kapitälformen, welche hiernach im Lauf der Zeiten ersonnen sind, dürfte zu dem kühnen aber einfachen Charakter eiserner Brücken gewöhnlich die Kelchform *a* am besten passen, im Grundrifs rund oder polygonal. Bei etwaiger Verzierung sollte hier die geometrische Grundform noch deutlich bleiben, weil nur sie mit den übrigen, mehr oder weniger nackten Bauteilen harmoniert. Pflanzenschmuck beschränke sich demnach auf losere Anheftung und Umschlingung von Ranken und Blättern (vergl. § 4, b). Konsolen müssen oberhalb des Kapitäls angebracht werden, zu welchem Zweck nach *b* ein Aufsatz errichtet, nach *c* eine Sattelform gewählt wird.

Mit der im allgemeinen von unten nach oben verjüngten Säulenform wird man sich aber im Eisenbau nicht immer begnügen. Nach den Gesetzen der Knickfestigkeit wäre der stärkste Querschnitt ungefähr in halbe Höhe zu legen und entsteht daraus die Form *c*. Die von oben nach unten verjüngte Form *f* erscheint dagegen mehr als eine Spielerei, ungeeignet für die beträchtlichen Belastungen im Brückenbau. Eine andere Abänderung betrifft die Figur des Querschnittes. Statt des Kreises oder Quadrates oder Polygons mit Hohlraum bringt auch ein Kreuz zweckmäfsige Materialverwendung zu Stande. Solches ist in *d* verzeichnet, woselbst Fufs und Kopf durch Scheiben abgesondert und die Rippen des Schaftes mit Schwellung versehen sind. Bei reicherer Ausstattung wären die vorspringenden Kanten mit Säumen und die einspringenden Winkel zwischen den vier Rippen mit Ziergliedern zu besetzen. Endlich zeigt *e* sowohl im Aufrifs die Knickform, als im Horizontalschnitt das Kreuz, dessen vier Rippen hier an eine Röhre in der Achse angegossen sind. Wo eine Säule nicht ausreicht, bezw. zu plump erscheint, können gekuppelte Säulen angewendet werden, welche man zweckmäfsig in halber Höhe gegenseitig verknüpft. Um nachzuweisen, dafs diese Formen in der Praxis wirklich vorkommen, sei angeführt für *b* die Überführung der Venlo-Hamburger Bahn bei Osnabrück[26]), für *c* die Unterführung im Bahnhof Delitzsch und am Rosenwege in Dresden, für *c* und *f* zahlreiche Überführungen der Berliner Stadtbahn[27]), für *d* verschiedene Eisenbahn-Viadukte in Heidelberg, für *e* die Güterhalle der Westbahn in Paris.

An gröfseren Brückenpfeilern aus Eisen treten uns wieder die zwei schon früher (S. 507) erwähnten Unterschiede: Verschmelzung oder Selbständigkeit der Elemente, entgegen. Die Grundform zu dem ersteren liefert ein Röhrenpfeiler mit dichter Wand, wie er an zahlreichen Brücken verwendet worden. Eine Anzahl von hohlen Trommeln wird aufeinander gestellt, jede einzeln aus einem Stück gegossen, oder aus Segmenten zusammengesetzt. Sind die Verbindungsflantschen aller dieser Stücke nach innen gekehrt, wie es behufs Versenkung gewöhnlich sein mufs, so hat man es mit einer gewöhnlichen Säule von sehr grofsen Dimensionen zu thun. Obgleich deren Fufs im Boden steckt, mag doch etwa ein Sockelabsatz weiter oben, und namentlich ein Deckgesims am obersten Ende angeordnet werden. (2. Abteilung des Brückenbaues, T. XL, F. 25, 26, in 1. Aufl.) Wo der Pfeiler im Trocknen sichtbar steht, ist weitere Dekoration nach T. XXVI, F. 17 und T. XXVII, F. 7 zulässig. Zunächst sind die horizontalen Fugen zwischen den Trommeln durch vorspringende Reifen, eventuell äufsere Flantschen, bezeichnet. Das

[26]) 2. Abteilung des Brückenbaues T. XL, F. 16, in 1. Aufl.

[27]) Zeitschr. f. Bauw. 1884.

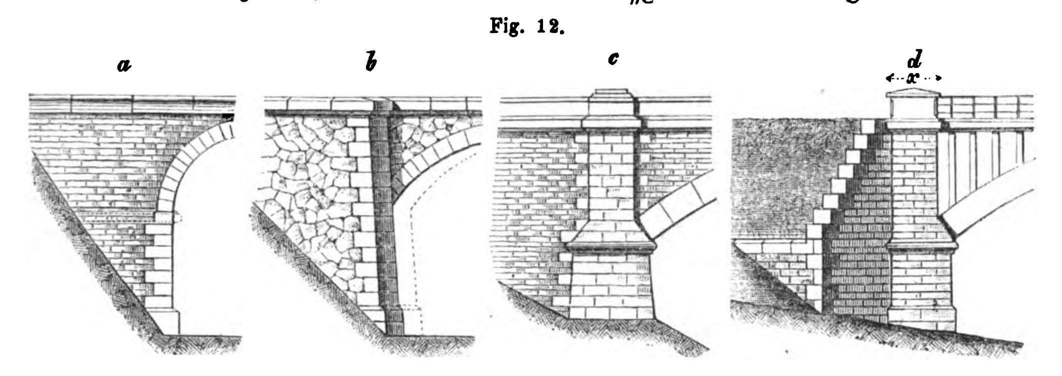
Profil derselben mufs, wie bei jedem Bandgesims, nach oben und unten symmetrisch sein, ferner Durchbrechungen der Wand, korrespondierend mit der Segmentteilung der Trommeln, deren oben und unten abgerundete Figur die Einheitlichkeit der Wand nicht aufhebt, sondern vielmehr betont. In noch gröfserem Mafsstabe sind nach diesen Prinzipien die bekannten gufseisernen Pfeiler über die Sitter, Thur und Glatt erbaut worden. (2. Abteilung T. XLI, F. 1—6.) Von den Trommeln, in welche hier die gesamte Höhe zerlegt ist, besteht jede aus mehreren aufrechten Platten, welche nach dem Grundrifs eines abgekanteten oder mit Vorsprüngen versehenen Rechteckes zusammengestellt sind. Die Fugen zwischen sämtlichen Platten sind durch vorspringende Ränder deutlich gemacht, ihre Durchbrechungen als Rechtecke mit abgerundeten Ecken hergestellt und umsäumt. So erhält man bei eingehender Betrachtung trotz der starken Durchbrechungen den Eindruck, dafs alle Bestandteile zu gegliederten und stetigen Wänden zusammengefafst sind. Aber eben weil der erste Eindruck von fern gesehen keineswegs der eben beschriebene ist, vielmehr auf ein Bündel einzelner dünner Stützen hinausläuft, so zeigt sich, dafs das erörterte Streben eine Grenze seiner Anwendbarkeit hat: die Durchbrechungen der Wände dürfen nicht über einen gewissen Grad gehen.

Das Gegenteil: Vereinzelung und Selbständigkeit der Elemente, ist das Prinzip der gegliederten eisernen Pfeiler, wie sie jetzt bei grofser Höhe allgemein gebräuchlich sind. (2. Abteilung T. XLI und XLII.) Eine Gruppe von Säulen, teils senkrecht, teils geneigt, erhebt sich zu gemeinsamer Unterstützung des Überbaues. Jede Säule geht kontinuierlich von unten bis oben durch, bei Schmiedeisen thatsächlich, bei Gufseisen höchstens durch untergeordnete Flantschen oder dergl. geteilt. Untereinander sind die sämtlichen Säulen durch Quer- und Kreuzverband in wagrechten und senkrechten Ebenen vereinigt; aber dieser Verband ist nach Dimensionen und Befestigungsart den aufrechtstehenden Elementen untergeordnet. Somit müfsten bei reicherer Ausstattung vor allem die Säulen ausgezeichnet werden, immerhin wäre es zulässig und ansprechend, die wagrechten Verbandsebenen, welche auch hier Stockwerke abteilen, leise zu betonen, die wagrechten Bänder etwa als solche um die Säulen zu schlingen, wie ja auch im Steinbau ein hoher Viaduktpfeiler mittels Zwischenschichten abgeteilt wird.

§ 22. Widerlager. Der in § 19 und 20 für Gewölbe entwickelte Grundsatz, das Auflager auf den Mittelpfeilern nicht zu verstecken, mufs auch auf die Widerlager ausgedehnt werden. Er läfst sich unschwer befolgen, wenn die letzteren mit den Stirnflächen des Gewölbes in gleicher Flucht fortlaufen. In folgendem Holzschnitt zeigt *a* dies in einfachster Form, wobei freilich das (punktierte) Kämpfergesims ungern entbehrt wird, um den Unterbau vom Überbau organisch abzusondern. Beide Anordnungen, d. h. ohne und mit Kämpfergesims, kommen ebensowohl an ganz bescheidenen Bauwerken, wie an hohen Viadukten vor, weil in beiden Fällen gewöhnlich aus Kostenrücksichten gewünscht wird, die Breite der Brückenbahn auf den Widerlagern wie über den Gewölben thunlichst schmal zu halten. Der Unterbau und der Überbau bilden gleichsam zwei Stockwerke. Wo jedoch aus technischen Gründen Flügelmauern normal oder schräg zur Brückenachse angelegt werden, oder wo aus Verkehrsrücksichten die Brückenbahn auf dem Widerlager sich auf gröfsere Breite als über den Gewölben ausdehnen soll, wie in *b*, da befriedigt es so wenig, wie an den Mittelpfeilern, wenn das Gewölbe eingeklemmt erscheint. Selbst ein Gesims am Bogenanfang vermag den Eindruck nicht ganz zu verbessern, wie die Unterführung, T. XXVIII, F. 3, zeigt, obgleich bei so flachen Bögen wie hier das Abschneiden derselben weniger auffällt, als bei beträchtlicher Pfeilhöhe.

Bei verhältnismäfsig leichtem Überbau mag eine Unterstützung durch Konsolen am Platze sein (T. XXVII, F. 15). Im allgemeinen ergiebt nur ein freies Auflager, gemäfs den punktierten Linien in *b*, völlige Klarheit und Sicherheit. Es ist das noch ein weiteres Moment zu den in § 12 entwickelten Gründen für „geteilte" Widerlager.

Fig. 12.



Sobald das Widerlager in einen vorderen und hinteren Teil zerfällt, ist es möglich, jeden seiner durchaus verschiedenen Aufgabe gemäfs zu gestalten: den vorderen als eigentlichen Landpfeiler für den Überbau, den hinteren als Massiv bis zur Brückenbahn, denn die bei Wandbrücken nur gelegentlich vorkommende Höhendifferenz zwischen Auflager und Brückenbahn findet hier jederzeit statt: das Auflager liegt stets niedriger als die Bahn. Wenn es also sichtbar bleiben soll, mufs ihm ein niedriger Unterbau gegeben werden, während die hinter ihm stehende Masse bis zur Bahn emporsteigt. Trotzdem bleiben Landpfeiler und Massiv doch Teile derselben höheren Einheit. Eine schwierige Aufgabe bei grofsen und reichen Brücken besteht eben darin, trotz jener Teilung den organischen Zusammenhang nicht preiszugeben. Die architektonische Beziehung wird dabei vor allem durch das Hauptgesims gewahrt, welches den Überbau und das Massiv gemeinsam bedeckt, ferner durch gleiche Sockelhöhe unter beiden Teilen. Wenn Sockel und Gesims auch etwa an den Flügeln einfacher gehalten werden, sollten doch die wesentlichen Horizontallinien durch das ganze Bauwerk sich fortsetzen.

Die Anordnung *b* ist bekanntlich bei gewöhnlichen Durchfahrten und dergl. sehr gebräuchlich und sollte um so mehr nach rationeller und gefälliger Weise ausgebildet werden, als das Vorrücken der Flügel kaum mehr Kosten verursacht. Es kommt nicht einmal darauf an, dafs die ganze Gewölbdicke sichtbar aufruht, ein teilweises Auflager genügt, weil die Fortsetzung ins Innere leicht hinzugedacht werden kann. Wo der Unterbau sehr niedrig ist, kann es sich bei dieser Anordnung treffen, dafs die Dreiteilung der Brücke in Unterbau, Überbau und Hauptgesims sofort für die Dreiteilung des Massivs in Sockel, Hauptstück und Gesims pafst. Man findet dies nicht nur an kleinen Durchlässen, sondern auch an grofsen Bauwerken, z. B. an der Nydeckbrücke in Bern, T. XXVIII, F. 5. Eine dritte Lösung ergiebt sich durch Kombination der Fälle *a* und *b* und kann an der Brücke T. XXVIII, F. 8 ersehen werden. Über einem ungeteilten Unterbau des Widerlagers findet sich im Überbau entschiedene Teilung durch einen Absatz, beiden Teilen gemeinsam ist das Hauptgesims. Auf diese Weise sind alle wesentlichen Horizontallinien des Bauwerks durchgeführt, sowie auch die Einzelformen von Mittelpfeiler und Widerlager ähnlich behandelt. Diese Lösung wäre namentlich auch statt der in *a* verzeichneten für Bögen oder Sprengwerke aus Holz und Eisen zu verwenden, für welche im übrigen die Ähnlichkeit mit Gewölben auf der Hand liegt, und daher die gleichen Grundsätze gelten.

Die schon erwähnte Absicht, zwischen Landpfeiler und Mittelpfeiler eine gewisse Ähnlichkeit zu erhalten, wird durch *c*, *d* in obigem Holzschnitt befriedigt, welche nur die Fälle *a*, *b*, entsprechend näher ausgeführt, wiederholen. Es ist dabei ungefähr die Normalform eines Mittelpfeilers mit Pfeileraufsatz von Fig. 10 *c* auf S. 528 zu Grunde gelegt worden. Doch ist der Vorkopf hier nur in seinen Umrifslinien wiederholt und abgeplattet, in der Voraussetzung, dafs die Widerlager der Wassersgefahr doch nicht so stark ausgesetzt sind, als die Mittelpfeiler.

In *c* ist nun der Aufrifs eines Mittelpfeilers vor das Widerlager gestellt und dient als Absonderung zwischen den Stirnflächen links und rechts, sodafs man es in der Hand hat, die Breiten der Brückenbahn auf dem Widerlager und über dem Gewölbe übereinstimmend oder verschieden zu machen. Dabei braucht der Mittelpfeiler nicht gerade in allen Einzelheiten kongruent wiederholt zu werden, um dem ästhetischen Bedürfnis zu genügen. In *d* steht der abgeplattete Mittelpfeiler als eigentlicher Landpfeiler neben dem Massiv, welches als Erdkörper mit Flügelmauern oder als Mauerkörper bis zur Bahnhöhe erscheinen kann. Dabei mag die Vorsprungbreite x mit derjenigen am Mittelpfeiler genau übereinstimmen, oder geringer genommen werden. Schon ein ganz kleiner Vorsprung genügt, um die Ähnlichkeit zu Stande zu bringen, wie es z. B. T. XXVIII, F. 10 zeigt. An dem Widerlager dieses Viaduktes dienen zugleich kräftige Türme (Wendeltreppen enthaltend) dazu, die beiden Teile: Landpfeiler und Massiv entschieden abzusondern; thatsächlich ist die Bahnbreite zwischen den Flügelmauern etwas gröfser als über den Gewölben.

Wo es zulässig oder erwünscht ist, dafs die Brückenbahn auf den Widerlagern sich in eine gröfsere Breite entfaltet, da läfst sich die Anforderung geteilter und den Mittelpfeilern ähnlicher Widerlager unmittelbar dadurch erfüllen, dafs man genau einen halben Mittelpfeiler vor das Massiv des Ufers setzt. Man sieht dies an den Brücken T. VII, F. 1, 13, welche mit Quaimauern zusammenhängen. Desgleichen an der Albertbrücke in Dresden, T. XXVII, F. 1, denn gerade vor durchlaufenden Ufermauern wird ein der Brücke eigentümlicher „Landpfeiler" besonders wünschenswert. Auch die Ladenburger Brücke, T. IX, F. 15, und die Constanzer Brücke, T. XXIII, F. 11, sind nach diesem Verfahren ausgebildet. In anderen Fällen wird jedoch der halbe Vorkopf nur als Abrundung der Widerlagerkanten wiederholt, und es eignet sich diese Lösung besonders dann, wenn die Vorkopfhöhe der Mittelpfeiler als Sockelhöhe der Widerlager durchgeführt werden kann. Auf diese Art sind die Brücken T. VIII, F. 34, T. X, F. 9, T. XXVII, F. 11 korrekt angeordnet; über dem gemeinsamen Sockel, bezw. Unterbau, ist das Auflager der Gewölbe klar von den Flügelmauern des Massivs abgesondert, und behufs völliger Ähnlichkeit selbst der Pfeileraufsatz des Mittelpfeilers am Widerlager wiederholt.

In anderen Fällen wird aus Geschmacksrücksichten auch wohl mehr als die Hälfte eines Mittelpfeilers zum Landpfeiler bestimmt, z. B. an der Reesendammsbrücke in Hamburg, T. XXVIII, F. 11. Von der Brückenstirn zweigen unter stumpfem Winkel Flügelmauern ab, welche hernach wieder in parallele Richtung zur Brückenachse umwenden, d. h. der Absatz zwischen Landpfeiler und Massiv ist nicht unter rechtem, sondern unter schiefem Winkel angeordnet. In jenem stumpfen Winkel erscheinen nun Vorköpfe, welche im Grundrifs etwa $^3/_4$ eines Halbkreises einnehmen, übrigens in der Gliederung mit den Mittelpfeilern übereinstimmen. Diese Formbildung ist für schräge Flügel empfehlungswert und auch anderwärts befolgt worden.

Einen ganzen Pfeiler als Vorderteil des Widerlagers zeigt endlich die neue West-

minster-Brücke in London, T. XXVIII, F. 12. Die Widerlager wurden weit in den Fluſs vorgesetzt, welcher noch durch Quaimauern eingeengt werden sollte. Bei der hierdurch hervorgerufenen groſsen Länge des Widerlagers bildet ein vollständiger Pfeiler einen passenden Abschluſs, er wiederholt sich sogar noch weiterhin und unterbricht die Flügelmauern in angemessenen Abständen. Dieses Verfahren begründet sich durch den Wunsch, an Bahnbreite auf dem Widerlager-Massiv zu sparen und dem letzteren einen Schutz gegen Eisgang u. s. w. zu geben. Die Eisenbahnbrücke bei Cannstatt ist ebenso angeordnet.[28])

Bei groſser Länge eines Widerlagers kommen, dasselbe belebend, mancherlei Vorsprünge und Ruheplätze vor, wie die neue Neckarbrücke in Heidelberg, T. XXVII, F. 18 zeigt, auch hier unter Wahrung ähnlicher Formen mit den Mittelpfeilern. Zuweilen werden auch Durchbrechungen im Widerlager erforderlich, welche dann am besten thorartig zu gestalten sind, so an dem anderseitigen Widerlager der Neckarbrücke[29]), ferner an der Unterführung in Straſsburg T. XXVII, F. 15; vergl. auch die Rheinbrücke in Mannheim, T. XXVI, F. 8[b].

Im allgemeinen gelten die bisherigen Erörterungen über Widerlager auch für Brücken mit Horizontalträgern (Tragwänden), welche leicht statt der Bögen in den Figuren gedacht werden können. Doch stellt sich hier die Anforderung sichtbarer Auflager weniger streng, weil verborgene immerhin noch ziemlich verständlich bleiben. Jedermann weiſs, daſs ein Balken aus einer Mauer heraussteckend in derselben aufliegen kann und muſs, und sein sichtbar schwebender Teil ist wenigstens rechtwinklig abgeschnitten, nicht so widerwärtig spitzwinklig wie ein „eingeklemmter" Bogen. Allein wünschenswert bleibt auch hier Klarheit über das Auflager, wenigstens eine Andeutung desselben durch einen Absatz, ein Gesims, mit Hilfe dessen das Auge die Auflagerfläche gern ins Innere verlängert. Zur Anschauung dieses Gegensatzes diene die Innbrücke bei Königswart in Bayern, T. XXVIII, F. 1. Hier sind die Tragwände der kleinen Öffnungen ins Mauerwerk h i n e i n gesteckt, diejenigen der groſsen liegen auf; und es dürfte der ästhetische Vorzug des letzteren Verfahrens besonders an dem Widerlagspfeiler einleuchten, an welchem beide Anordnungen zugleich vorkommen. Dieser Mauerkörper wäre natürlich sofort auch als eigentliches Widerlager im Anschluſs an Erdarbeiten zu verwenden, wenn man die kleine Öffnung durch Flügelmauern geschlossen denkt. Sowie hier nun ein „geteiltes" Widerlager mit zwei n e b e n e i n a n d e r stehenden Körpern vorliegt, so zeigt die Rheinbrücke bei Waldshut, T. XXVII, F. 10, eine Lösung, bei welcher das Widerlager in zwei Teile ü b e r e i n a n d e r zerfällt, sodaſs in diesen beiden Brücken die in *b* und *a* auf S. 533 verzeichneten Unterschiede bei Horizontalträgern wiederkehren. An dem ansprechenden und zugleich ziemlich reichen Bauwerk bei Waldshut ist das Auflager der Tragwände durch ein entschiedenes Gesims bezeichnet, welches das ganze Widerlager in zwei Stockwerke zerlegt und hiermit die oben gewünschte Andeutung des Auflagers befriedigend vollzieht. Sehr glücklich kehrt dasselbe Gesims an den Mittelpfeilern der Strombrücke wieder, und charakterisiert damit um so mehr den in gleicher Höhe durchlaufenden Überbau, teils aus Eisen, teils aus Stein. Desgleichen gefällt die Beziehung der Sockelhöhe des Widerlagers zur Vorkopfhöhe der Mittelpfeiler, und es ist abermals zu bemerken, daſs eine a n n ä h e r n d e Ähnlichkeit der Formen beider Teile genügt, um die wünschenswerte Harmonie zu erzeugen.

---

[28]) Allgem. Bauz. 1859.

[29]) Ausführliche Darstellung in der Zeitschr. f. Bauk. 1883.

§ 23. Gruppenpfeiler und Widerlagspfeiler. Die Gruppenpfeiler langer Viadukte, an welche beiderseitig gleich grofse Öffnungen anschliefsen, werden von gewöhnlichen Mittelpfeilern oft nur durch gröfsere Dicke unterschieden. So hat an dem Goel-Viadukt, T. VIII, F. 24, der Gruppenpfeiler ebenso wie jeder gewöhnliche Mittelpfeiler, seine Lissene erhalten, welche nur entsprechend gröfsere Breite besitzt, oder wenn man lieber will, er zerfällt in ein mittleres Massiv mit beiderseitig angesetzten Landpfeilern. Aber diese Ähnlichkeit der beiden Gattungen von Pfeilern ist fast zu grofs, es entsteht der Wunsch, die Gruppenpfeiler mehr auszuzeichnen, wie es ihre Bedeutung verdient. Hiernach ist z. B. bei den Viadukten von Chaumont und von Friedberg, T. XXVIII, F. 7 u. 10, verfahren. Die Gruppenpfeiler besitzen nicht nur mehr Dicke, sondern auch ein ganz neues Element: dort eine Lissene, hier einen achteckigen Vorbau nebst Pfeileraufsatz. Nach demselben Prinzip unterscheidet sich der Inselpfeiler und die Mittelpfeiler der Margarethen-Brücke in Budapest (2. Abteilung, T. XXIX, F. 13 in 1. Auflage).

Was ferner sog. Widerlagspfeiler betrifft (vergl. S. 477), so sind solche technisch notwendig zwischen zwei Öffnungen von ungleichem Horizontalschub, ästhetisch wünschenswert zur Trennung verschiedener Konstruktionsweisen des Überbaues. Hiernach sind Widerlagspfeiler eigentlich nichts anderes als Widerlager zwischen zwei Tragbrücken, und dementsprechend ist auch die richtigste und gewöhnlichste Gestaltung die eines Massivs bis zur Brückenbahn, welchem beiderseitig Landpfeiler angesetzt sind. In den einfachsten Formen zeigt dies T. XXVIII, F. 14. Der mittlere Massivkörper steigt bis zum Hauptgesims empor, ohne dafs die Kämpfergesimse der Gewölbe um ihn verkröpft sind. Auch die Sockel der beiderseitigen Landpfeiler liegen in verschiedener Höhe, nämlich eben so hoch wie die Sockel der beiderseitig folgenden Mittelpfeiler, und ist deshalb der eine gegen das Massiv stumpf angesetzt. Immerhin dienen durchgelegte Steinbänder, wie auch das Hauptgesims zur ästhetischen Vereinigung der drei Bestandteile. Etwas reicher ist nach dem gleichen Prinzip der Viadukt T. VIII, F. 1 behandelt, vergl. ferner T. III, F. 5^4, und in der 2. Abteilung dieses Werkes (1. Aufl.) die Ruhrbrücke, T. XXX, F. 3.

Wo die Höhenverhältnisse dazu geeignet sind, wird man natürlich gern die Bestandteile eines Widerlagspfeilers noch entschiedener vereinigen, ohne die klare Sonderung ihrer Funktionen aufzugeben. Besonders gefällig ist dies an dem Mauerkörper der Waldshuter Brücke, T. XXVII, F. 10, geschehen, welcher die Stromöffnungen und die Bogenstellung auf dem linkseitigen Ufer von einander trennt. Die Auflager beider Überbau-Konstruktionen konnten in gleicher Höhe angeordnet werden, und so ergab sich ein wagrechtes Band durch den ganzen Bau, welches auch den Massivkörper in zwei Stockwerke zerlegt, während doch andererseits die von unten bis oben durchreichenden, turmartigen Vorsprünge dem Prinzip „geteilter“ Widerlager gerecht werden. Die in der Architektur stets wiederkehrende Aufgabe, Horizontalgliederung und Vertikalgliederung in richtiges gegenseitiges Verhältnis zu bringen, scheint hier sehr glücklich gelöst. An dem Widerlagspfeiler der Brücke, T. XXVIII, F. 1, ist ebenfalls das Traggesims der Hauptöffnungen um den Massivkörper verkröpft, es war dies aber nur möglich, weil ein Landpfeiler für den Überbau der kleinen Öffnung fehlt.

Wo nicht aus technischen Gründen eine ansehnliche Dicke bei Widerlagspfeilern erforderlich ist, genügt es manchmal, diejenige der gewöhnlichen Mittelpfeiler um ein Geringes zu vermehren, und deren Gestaltung im allgemeinen beizubehalten. Man sieht z. B. an der Albertbrücke in Dresden, T. XXVII, F. 1, einen solchen „verdickten Mittelpfeiler“, welcher die Strombrücke von der Landbrücke trennt. Die beiderseitigen Ge-

wölbanfänge liegen in verschiedenen Höhen, sind aber leider nicht klar ausgesprochen. An der Moselbrücke bei Güls, T. XXVII, F. 5, ist das gleiche Verfahren eingehalten, und überdies noch ein seitlicher Ansatz als Stütze des Steingewölbes gegeben. Man vergleiche auch den Trennungspfeiler der Brücke von Schandau, T. XXVII, F. 14, welcher dem Mittelpfeiler vollkommen kongruent ist, ausgenommen einen derartigen seitlichen Ansatz: das würde auch bei Tragbrücken vielfach anwendbar sein.

§ 24. Tragbögen. Indem Wände ohne Seitenschub bereits in § 13 behandelt wurden, ist hier hinsichtlich des Überbaues von Tragbrücken nur noch die Formbildung von Bogenkonstruktionen zu erörtern, wobei als Typen vorzugsweise Steingewölbe in Betracht kommen.

Was zunächst den ästhetischen Eindruck der Bogenform betrifft, so können bei beschränkter Pfeilhöhe Stichbogen und Korbbogen in Vergleich kommen. Beim Kreisbogen wird das Gesetz seiner Entstehung dem Beobachter ohne weiteres klar; bei der Ellipse dagegen findet ein stetiger Wechsel der Krümmung statt und das geometrische Gesetz ist aus dem einfachen Anblick nicht nachzufühlen. Deshalb dort ein ruhiger, hier ein beweglicher, fliefsender Eindruck. Dem ähnlich ist der statische Unterschied, denn am Stichbogen scheint jede Einzelpartie gleich beansprucht und gleich widerstandsfähig; am Korbbogen dagegen sieht der Laie kaum, wo die Gewölbwirkung eigentlich beginnt, und sucht unwillkürlich eine Ecke in der Gegend der Bruchfuge. Dieser etwas unklare Eindruck vermindert sich bei Korbbögen, welche dem Halbkreise nahe kommen, und bei solchen, welche nur Segmente der halben Ellipse sind. Ferner ist die aufserordentlich flache Scheitelstrecke des Korbbogens gegenüber einem Stichbogen von gleicher, und selbst von etwas geringerer Pfeilhöhe bedenklich — statisch und ästhetisch. Andererseits können natürlich Rücksichten auf den Verkehr von Schiffen (T. XXVIII, F. 12 u. 16), von Fuhrwerken, ferner auf den Durchflufsraum bei Gewölben, welche tief ins Wasser tauchen (T. VII, F. 21, 26) die Frage zu Gunsten des Korbbogens entscheiden. Vermittelt wird übrigens im letzteren Falle der Gegensatz mittels der sog. Kuhhörner, T. VII, F. 12 u. 29.

Bei bedeutender oder unbeschränkter Pfeilhöhe steht die Wahl frei zwischen Halbkreis, Kettenlinie, Spitzbogen. Die Nachteile einer verwickelten, unruhigen Kurve besitzt auch die Kettenlinie, ein gröfseres Gewölbe dieser Form ist wohl nur am Göltzschthal-Viadukt ausgeführt, und kontrastiert dort nicht zu seinem Vorteil mit den Halbkreisen daneben. Bei geringem Unterschied vom Halbkreis fällt das natürlich weniger auf (T. IX, F. 13). Die beiden Schenkel eines Spitzbogens werden einzeln leicht als gleichmäfsig gekrümmte Kreisbögen empfunden. Im übrigen ist an den bekannten und viel erörterten Unterschied zu erinnern, wonach dem Spitzbogen kühnes Aufwärtsstreben, dem Halbkreise dagegen ruhige Widerstandsfähigkeit zukommt. Dies beruht auf einem statischen Motiv, welches dunkel geahnt wird, klar ausgesprochen aber so lautet: der Spitzbogen bedarf eine beträchtliche Überlastung des Scheitels, um stabil zu sein. Einer solchen Last gegenüber scheint das Anstreben der beiden Schenkel wohl passend, ähnlich den Streben eines Giebeldreiecks; sie entsteht im Brückenbau durch hohes Mauerwerk, durch die vermehrte Pfeileranzahl eines zweiten Stockwerks (T. XXVIII, F. 13), durch Anschüttungen über Durchfahrten (T. XXVI, F. 3). Ohne ansehnliche Überlast im Scheitel ist der Spitzbogen nicht gerechtfertigt, und verletzt mit seinem überschüssigen Kraftaufwand das Gesetz der ästhetischen Ökonomie. Gegen diese Regel ist freilich bei nicht

wenigen Brücken gesündigt worden (T. VII, F. 38), um originell oder „gothisch“ zu bauen, aber die alten Werkmeister waren viel zu vernünftig, um den Spitzbogen ohne Überlastung zu brauchen, und haben fast sämtliche mittelalterliche Brücken nach dem Halbkreis oder Segment gewölbt.

An verschieden weiten Öffnungen einer und derselben Brücke können recht wohl verschiedene Bogenformen vorkommen, Halbkreis neben Segment, Halbkreis neben Spitzbogen. Es wäre technisch thöricht, und deshalb künstlerisch doktrinär, an einem Bauwerk nur eine Sorte von Bögen zu verlangen. Dagegen mufs gewünscht werden, dafs ein etwaiger Unterschied der Bogenformen stark und entschieden genug sei, um die Motive der verschiedenen Spannweiten auf den ersten Blick klar zu machen.

Ein Tragbogen ist anzusehen als verkörperte Bogenlinie, gerade wie ein Balken als verkörperte gerade Linie. Wenngleich die innere und äufsere Bogenbegrenzung selten äquidistant zur Stützlinie liegt, so nimmt doch die ästhetische Anschauung immer die geometrische Mittellinie des Gewölbringes als zusammenfallend mit der Kurve des konzentrierten Druckes an. Daraus folgt wie bei Balken, Tragwänden, Stützen, als Hauptgesetz der architektonischen Formbildung: die Mittellinie mufs Symmetrieachse sein. Jeder Tragbogen soll also nach oben und unten gleich gestaltet werden, weil die beherrschende Achse in seiner halben Höhe liegt. Dies dürfte um so mehr einleuchten, als ein Tragbogen auch zum Anhängen von Lasten verwendet wird (Bogenhängwerk aus Holz oder Eisen), er kann von oben oder von unten her Lasten aufnehmen. Es ist das entgegengesetzte Prinzip wie bei Einrahmungen, welche statisch indifferent und unsymmetrisch nach innen und aufsen zu halten sind, um ihre lediglich geometrische Beziehung zum Eingerahmten anzuzeigen. Es wurde schon in § 10 angedeutet, wie unstatthaft es sei, diesen Unterschied zu verwischen, obgleich die rohe Urform in beiden Fällen die gleiche, nämlich ein Ring ist, den man ebenso gut unsymmetrisch als symmetrisch weiter ausstatten kann. — Die reichere Entwickelung eines Gewölbes geht nun nach mehreren Richtungen aus, welche im Folgenden zu besprechen sind.

Zuerst verdient ein Gewölbe als Tragkonstruktion von der Übermauerung gesondert zu werden, wozu seine Stirnfläche etwas vorspringen mag. Sodann mag die obere und die untere Begrenzungslinie gleichzeitig mittels einer Abkantung, Ansetzen einer Randleiste verziert werden, desgleichen die Mittellinie durch ein laufendes, nach oben und unten symmetrisches Ornament, etwa Backsteinmuster. (Die Behandlung des Gewölbes, T. XXVIII, F. 8, ist hiernach inkorrekt.) Ferner kann die Stirnfläche eines Gewölbes als Reihe von gleichen Elementen gestaltet werden, was sich im Quaderbau durch Markierung der Fugen, oder durch Bossierung jedes einzelnen Gewölbsteins leicht ergiebt. Auch eine Reihe von rhythmisch abwechselnden Elementen ist unter der Bedingung zulässig, dafs ihre Anzahl grofs genug ist, um den Gesamteindruck nicht zu stören: abwechselnde Länge oder Färbung der Gewölbsteine (T. XXVIII, F. 16), im Backsteinbau mehrere Schichten zusammengenommen als ein Stein angesehen, abwechselndes Vor- und Zurücktreten u. dergl. Immer mufs dieser Rhythmus untergeordnet bleiben der vorhin angeführten Verzierung der Bogenlinie, denn das Zusammenfassen der tragenden Konstruktion ist wichtiger, als ihre Teilung. Aus der Reihe der Gewölbsteine mag der Schlufsstein besonders ausgezeichnet werden, indem er vortritt, oder über die äufsere Bogenlinie hinaufreicht, oder sonstwie reicher ausgestattet wird. Dies ansprechende Motiv ist zu sehen in T. X, F. 9, T. XXVII, F. 1, T. XXVIII, F. 8. Dagegen spricht die Absonderung der unteren Gewölbschenkel mittels wagrechter Schichten in T. XXVIII, F. 10.

nicht an, weil, solange die bogenförmige Linie geht, auch die bogenförmige Konstruktion erwartet wird.

Vor der oft gebräuchlichen Verzahnung der Gewölbsteine gegen die Schichten der Übermauerung ist aus ästhetischen Gründen zu warnen, weil die gehörige Sonderung der Bauteile verwischt wird (T. IX, F. 15). Der Bogen trägt, die Übermauerung belastet, man mufs eine Grenzlinie zwischen beiden Teilen sehen. Auch eine Auszeichnung verzahnter Gewölbsteine durch anderes Material, durch Bossieren oder Vorspringen (T. XXVII, F. 11), bringt noch keine charakteristische Sonderung hervor und hindert überdies die Ausstattung nach dem Gesetz der Symmetrieachse. Man sollte daher die Verzahnung wenigstens an der Stirnfläche unterlassen, oder wenn grofser Wert darauf gelegt wird, die architektonische Behandlung nicht weiter davon abhängig machen, indem die verzahnten Ecken der Gewölbsteine aufserhalb des charakterisierten Gewölbringes fallen und in der Übermauerung verschwinden (T. XXVIII, F. 5). Im allgemeinen erscheint aber die völlige Trennung der beiden Bauteile, wie sie die meisten Brücken auf den Tafeln besitzen, am klarsten.

Mitunter verändert sich die Gewölbdicke zwischen Scheitel und Anfängern, was jedenfalls unbeschadet dem Gesetz der Symmetrie geschehen mufs. Man findet demnach zuweilen eine Zunahme der Dicke von unten nach oben. Die innere Bogenlinie ein Halbkreis, die äufsere ein stumpfer Spitzbogen. Derartigen, sog. florentinischen Bögen liegt das Streben unter, den kühneren Eindruck des Spitzbogens mit der Ruhe des Halbkreises zu vereinigen. An kleineren Halbkreisbrücken unter starker Belastung würde das ein recht passendes Motiv bilden.[30]) Häufiger kommt die entgegengesetzte Zunahme der Dicke vom Scheitel gegen die Anfänger vor, weil solche den technischen Rechnungen bei gleichförmiger Anspruchnahme des Materials entspricht. Bei mäfsigen Dimensionen, namentlich an Stichbögen, ist jedoch dies Motiv unwichtig, und dünkt uns auch die Anschauung eines überall gleichstarken Tragringes verständlicher und angenehmer, wie z. B. ein Vergleich der Albertbrücke, T. XXVII, F. 1, mit der Reesendammsbrücke, T. XXVIII, F. 11, bestätigen dürfte. Wenn daher die Verstärkung im Innern vorgenommen werden sollte, so brauchte man sie doch an der Stirnfläche nicht zu zeigen. Anders bei beträchtlichen Dimensionen, besonders bei Bögen, welche sich dem Halbkreise nähern, z. B. an der Nydeckbrücke, T. XXVIII, F. 5, und an der französischen Brücke T. VII, F. 22. Hier tritt die Aufgabe des gewölbartigen Stützens als wichtig und charakteristisch hervor, weil die Gewölbdicke ungefähr entsprechend der Belastungshöhe wächst, ferner weil die Idee eines (überall gleichbreiten) Rahmens ganz zurückgewiesen ist. Es ist ein ähnlicher Erfolg, wie ihn die veränderliche Wandhöhe bei einem Halbparabelträger gegenüber einem Träger mit parallelen Gurten hervorbringt. Noch möge auf die Almabrücke in Paris, T. VII, F. 12, hingewiesen werden, an welcher mit Geschmack dem leichten Stichbogen an der Stirn konstante Gewölbdicke gegeben ist, während der Korbbogen eben dadurch in der Gewölbdicke vom Scheitel gegen die Anfänger zu wachsen scheint.

Über dem Rücken eines Gewölbes kann passend, wie über der Oberfläche eines Balkens, ein Gesims ausgelegt werden, welches die Bestimmung der Lastaufnahme und des Schutzes vor Wasserablauf hat, also ein gemischtes Trag- und Deckgesims ist. Hierbei wäre einmal Höhe und Vorsprung des Gesimses bescheiden genug, als höchst untergeordnetes Glied gegen den Bogen zu halten und zweitens für entschiedene Trennung

---

[30]) Ein florentinischer Bogen ist am Portal des Tunnels bei Donauwörth angewendet. Bauernfeind's Eisenbahnbau, Bl. 28.

von dem letzteren zu sorgen, damit der Bogen in sich durchaus symmetrisch abgeschlossen erscheine. Demnach darf der Fugenschnitt der Gewölbsteine an dem Gesims nicht mehr hervortreten, dasselbe sei eine einfach profilierte glatte Linie. Ein derartiges Gesims zeigen T. VIII, F. 34 und T. XXVIII, F. 11, und werden in beiden Fällen ganz rationell nicht blofs die Bögen, sondern auch deren Verbindungsstücke über den Pfeilern gedeckt. Noch geeigneter, weil bescheidener, ist wohl der schmale Streifen über den Bögen T. XXVIII, F. 8, wenn man sich das Gewölbe selbst richtig symmetrisch behandelt denkt.

In der Laibungsfläche sind Brückengewölbe gewöhnlich glatt, doch wäre eine Unterbrechung der einförmigen Fläche wünschenswert, wenn sie von Passanten unter der Brücke viel gesehen wird. Denkt man sich das Gewölbe als gekrümmte Mauerkonstruktion und wickelt es in eine vertikale Ebene ab, so können die bekannten Mittel von Mauern Anwendung finden. Verzahnte Quaderstreifen oder Einteilung durch Lissenen ergiebt hier Bogenlinien, parallel zur Stirnfläche. Das kostet nur die Mühe, Quader ein wenig nach der Länge zu sortieren, bei Backsteinen machts kaum Unterschied. Derartige Streifen sind auch konstruktiv gerechtfertigt, wenn das Gewölbe keine massive Überlastung erhält, sondern mehrere dünne Mauern parallel zur Brückenachse, deren Zwischenräume erst unter der Brückenbahn zu einer Ebene überdeckt werden. Denn diese Mauern belasten das Brückengewölbe nicht gleichmäfsig, fordern also zu einer Teilung desselben in einzelne Tragbögen heraus, ähnlich wie an Holz- und Eisenkonstruktionen, deren gegenseitiger Querverband durch dünnere Zonen besorgt werden kann. Wenn vollends die vortretenden Streifen an der Gewölblaibung mit Lissenen an der Pfeilerlaibung korrespondieren, so ergäbe sich eine gefällige Durchführung desselben Motivs am gesamten Innern einer Brückenöffnung. Eine andere Verzierung bewerkstelligen (gleich den Zwischenschichten einer senkrechten Mauer, Fig. 8 *a*, S. 520) Streifen an der Laibungsfläche, parallel der Gewölbachse von Stirn zu Stirn reichend. Sie müssen hinreichend zahlreich angeordnet werden, um den Zusammenhang der Fläche als Ganzes nicht zu stören; die betreffende Teilung kann auch an den Stirnflächen zu Tage treten, oder aber durch einen Stirnquaderkranz abgeschlossen werden. Von dem bekannten konstruktiven Vorteil, mittels solcher durchlaufenden Streifen den Verband in geringem Mauerwerk zu befördern, hat man namentlich an den Brücken der Brennerbahn Gebrauch gemacht.[31])

Endlich wäre als Verzierung der Laibungsfläche ein eigentliches Flächenornament denkbar. Im Backsteinbau namentlich läfst sich ohne alle Störung oder Erschwerung des Verbandes ein Netzmuster aus verschiedenfarbigen Steinen bilden, welches zudem vor dem Einflufs der Witterung in der Regel besser geschützt bleibt, als auf senkrechten Mauerflächen. Solches ist z. B. an der Lombardsbrücke in Hamburg geschehen, unter welcher sich der starke Wasserverkehr auf der Alster hindurch bewegt.

Den im Vorstehenden an steinernen Tragbögen entwickelten Regeln müssen auch hölzerne und eiserne Bogenkonstruktionen folgen. Eiserne Bögen sollen oben und unten mit symmetrischen Flantschen, Gurten oder sonstigen Profilen versehen sein und diese Längenglieder durch Vorsprung, Masse, Farbe übergeordnet den etwaigen Querteilungen in Bogensegmente. (2. Abteilung des Brückenbaues T. XXX, F. 3 u. 8 in 1. Auflage.) Bei vollwandigen Bögen können sodann die entstehenden Felder, wie einzelne Gewölbsteine, weiter geschmückt werden, doch immer als Glieder einer höheren

[31]) Etzel. Österreichische Eisenbahnen. V. Band.

Einheit, der Reihe, siehe *d*, *e*, *f*, *i* in nachfolgendem Holzschnitt, sowie T. XXVII, F. 15. An Bögen ohne Segmentteilung könnten laufende Ornamente die Achse und die Ränder hervorheben, s. T. XXVIII, F. 3. Aufserhalb des Bogens dürfte etwa eine hängende Verzierung am unteren Rande eingerichtet werden, nach denselben Grundsätzen wie bei Tragwänden (S. 510). Die Vorsprünge von hölzernen Zangen, überhaupt die Einteilung der Sprossen, geben dazu Anhaltspunkte.

§ 25. Bogenzwickel. Die dreieckigen Zwickel zwischen Tragbogen und Brückenbahn werden mit einer Konstruktion ausgefüllt, welche bestimmt ist, die Belastung der letzteren auf den ersteren zu übertragen. Bei gewölbten Brücken legt man hierbei bekanntlich, damit das Gewölbe aufser der zu seinem Gleichgewicht notwendigen Lastverteilung möglichst erleichtert werde, oft hohle Räume im Innern an. Diese Konstruktionsweise lehrt, dafs auch der Eindruck des Äufseren immer ein recht leichter sein solle. Daher Mauerwerk aus kleinen Steinen, ohne bedeutende Fugierung, mit heller Farbe. Gebräuchliche Mittel der Verzierung bestehen in Streifen, parallel zur (wagrechten oder steigenden) Brückenbahn, und in einer Umrahmung der Zwickelfläche, Fig. 10 *b* und *d*, S. 528. Über recht kräftigen Gewölben wäre wohl auch die Teilung mittels senkrechter Streifen passend, ähnlich den Sprossen einer eisernen Bogenbrücke, vielleicht noch passender als die umrahmte Füllung, welche ein Motiv aus der Holzkonstruktion ist. Die Vertikalstreifen müfsten zahlreich genug, mit schwachem Vorsprung und zierlichem Profil angebracht sein, damit es nicht den Anschein gewinnt, als sei der Bogen nur in wenigen Punkten polygonartig belastet.

Andere Dekorationen bestehen in Rosetten, Wappen, Inschrifttafeln, welche sowohl in Ermangelung von eigentlichen Pfeileraufsätzen (§ 20) über den Pfeilern als Teilpunkte zweier Öffnungen, wie zur Bezeichnung des Mittelpunktes dreieckiger Zwickel passend sind. Diese Anordnungen sind aus T. X, F. 9, T. XXVIII, F. 11 u. 16, zu ersehen. Es liegt nahe, die Rosetten als Durchbrechungen der Stirnmauern zu benutzen, damit Licht in die etwaigen inneren Hohlräume gelange, und damit das über den Gewölbrücken gesammelte Wasser Abzug gewinne. Der letztere Zweck ist z. B. am Goelthal-Viadukt, T. VIII, F. 24, verfolgt. Doch sollte das Entwässerungssystem gut ausgestatteter Brücken thatsächlich nicht seine Auswege an der Façade nehmen, welche dadurch beschmutzt wird, sondern an der Laibungsfläche der Gewölbe, bezw. der Pfeiler. Die Formbildung jener Rosetten kann jedoch immerhin unter der Idee des Wasserspeiens vorgenommen werden, so die eingerahmten Löcher am Viadukt, T. VIII, F. 34. Ein anderes Motiv liegt den Durchbrechungen an etlichen alten Brücken zu Grunde, nämlich die Erleichterung des Hochwasserdurchflusses. Dahin gehören z. B. die bedeutenden Löcher über den Pfeilern der mittelalterlichen Brücke von Montauban, T. XXVIII, F. 9. Heutzutage wird das freilich nicht mehr vorkommen, dagegen wird oft eine Erleichterung der Belastung bezweckt, welche nun auch an der Stirnfläche zum Vorschein kommen mag, siehe T. II, F. 3ᵃ, T. IX, F. 13, T. XXIV, F. 10, 11.[32]) Die reichste Ausstattung von Gewölbzwickeln erfolgt durch vollständige Reliefs, Ornamente oder Figuren. Dergleichen besitzen die Schillingsbrücke in Berlin und die Mauritiusbrücke in Breslau.[33])

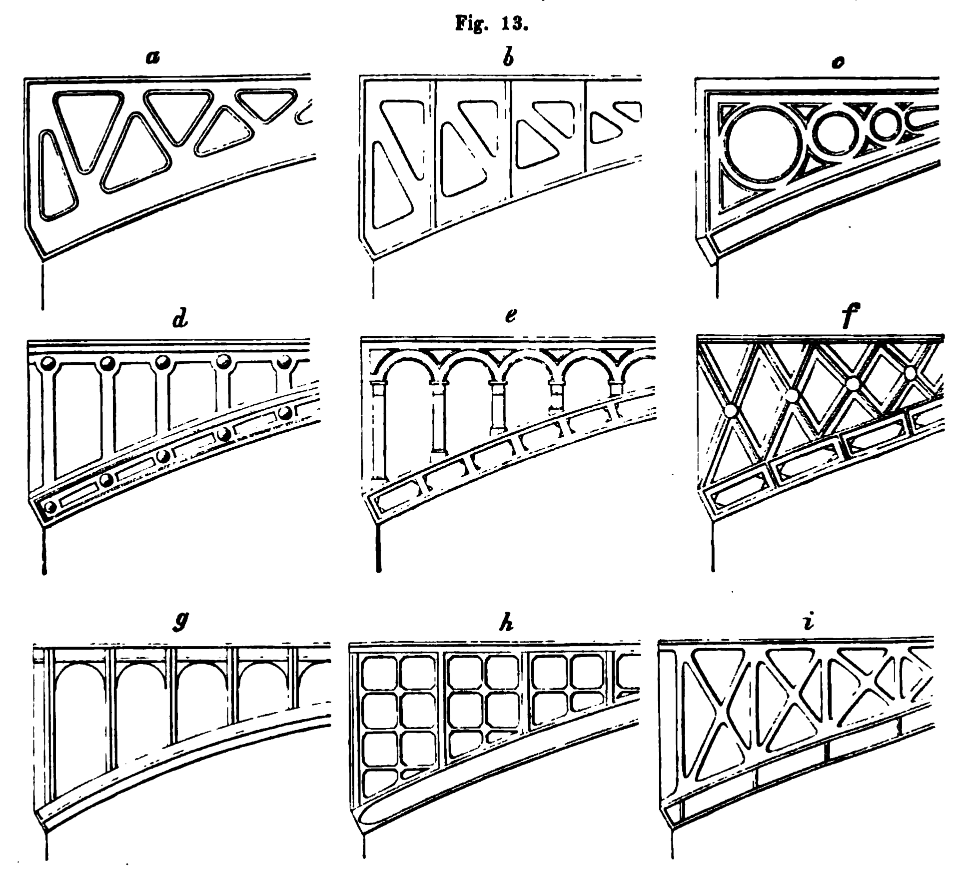
An eisernen (und hölzernen) Bogenbrücken wird die Ausfüllung der Zwickel bekanntlich nach verschiedenen technischen Systemen gestaltet. In ästhetischer Beziehung

[32]) Die bedeutendsten Durchbrechungen, in zwei Geschossen übereinander angeordnet, besitzt eine neuere französische Brücke, abgebildet im Centralblatt der Bauverwaltung. 1883, S. 288.

[33]) Letztere im Centralblatt. 1885, S. 243.

ist vor allem entschiedene Sonderung zwischen Bogen, Sprossenwerk und Fahrbahnträger festzuhalten. Störend würde ihre Vereinigung zu einheitlicher Wand ausfallen, wie sie nach dem Schema *a* an manchen Eisenkonstruktionen vorkommt. Das Ganze erscheint mehr als ausgeschnittene grofse Tafel aus Blech oder Gufseisen, deren Öffnungen dann mit Winkeleisen oder Leisten umsäumt sind. Ebenso wenig genügt die Anordnung *b*, wo die Steifigkeit der Tafel mittels übergelegter Rippen verstärkt worden. Dergleichen wäre doch nur bei ganz kleinen Bauten ausführbar. Die Unterdrückung der thatsächlichen Zusammensetzung aus einzelnen Teilen drückt daher den Mafsstab des Bauwerks herunter. Die Vorstellung einer Fläche, welche wie etwa ein gufseiserner Barren behufs Materialersparnis durchbrochen wurde, steht im Widerspruch mit der statischen Bedeutung des Bogens. Eine Wand, welche man unten nach einem Bogen, sonst nach gewissen Dreiecken oder Vierecken ausschneidet, wäre eine schlechte Tragkonstruktion.

Fig. 13.



Eine solche Wand hat an dem gefährlichsten Punkte am wenigsten Höhe, steht also schon für das einfache Gefühl in Gefahr daselbst durchzubrechen. Konstruktiv wahr und ästhetisch schön ist nur Sprossenwerk, welches deutlich getrennt dem Bogen aufgesetzt ist. Ob dann für sich betrachtet die Zwickelfläche als einheitliche dreieckige Wand ausgebildet, oder aus einzelnen selbständigen Sprossen zusammengesetzt wird, hängt von den Dimensionen ab. Jenes pafst mehr für kleine, dieses für grofse Konstruktionen, wie der Unterschied zwischen den Figuren *c*, *d*, *i* einerseits, *e* bis *h* andererseits zeigen dürfte. Übrigens ersieht man in *d* und *i* aus der Ferne immer noch selbständige Elemente, weil die Abrundung der Winkel undeutlich wird. Vergl. den Holzschnitt auf S. 507 und die zugehörigen Bemerkungen.

Ohne auf den technischen Wert senkrechter, geneigter und ringförmiger Sprossen in den Bogenzwickeln einzugehen, mögen hier noch einige Andeutungen über deren künstlerische Ausstattung folgen, wenn solche überhaupt die nackte Dürftigkeit übersteigen soll, mit welcher man sich besonders bei Schmiedeisen-Konstruktionen gewöhnlich begnügt hat. Es ist hinzuweisen auf das Hervorheben der Ränder in *c* und *i* oder der Achsen in *f* und *g* mittels Rippen, Ziergliedern u. dergl., jenes mehr die Zusammengehörigkeit, dieses die Selbständigkeit der Elemente betonend. Ferner die Auszeichnung der Durchschnittspunkte der Achsen in *d* und *f*; die Ausbildung zu Stützkörpern, welche als Säulen (*e*), als Pilaster (T. XXVII, F. 9), oder nach der Linsenform erfolgen kann; die Verknüpfung durch eine Tragkonstruktion unter der Brückenbahn in *e* und *g*. Zu noch reicherer Verzierung dienen Füllungen in den durch die Sprossen erzeugten Feldern. Man findet zu diesem Ende mannigfaltige Formen, welche in Gufs hergestellt, ein nicht zu teures Mittel abgeben, um eine sonst rohe Konstruktion, namentlich schmiedeisernes Sprossenwerk, zu verschönern. So besitzen die Brücken von Neuilly und von Lyon (Guillotière[34]) zwischen ihren senkrechten Sprossen eingesetzte Tafeln, nach einem kleinen Gittermuster durchbrochen, desgl. die Konstanzer Brücke (T. XXVIII, F. 15) in ihrem nur geringfügigen Zwickel; die neue Blackfriarsbrücke in London Füllungen mit gröfserem quadratischem Netz (*h*), die Westminsterbrücke in London (T. XXVIII, F. 12[35]) Rosetten; die Unterspreebrücke (T. XXVII, F. 17[36]) und die Friedrichsbrücke in Berlin symbolische Figuren innerhalb der Felder ihres Sprossenwerks; einige leichtere Konstruktionen vegetabilisches Rankenwerk nach Art ausgeschnittener Holzverzierungen T. XXVII, F. 15 und T. XXVIII, F. 3.

§ 26. Hauptgesims und Brückenbahn. Die Bestimmung des Hauptgesimses an Brücken liegt erstens in dem, was dahinter liegt, der Brückenbahn, zweitens in dem, was darunter liegt, dem Unterbau. In beiden Beziehungen ist zunächst ein rein technischer Zweck zu erfüllen, auf welchem sodann auch die architektonische Formbildung fufst und ihre Ideen weiter entwickelt.

Das Material der Brückenbahn soll eingefafst werden, was nur in dem Falle nicht notwendig ist, wo keine eigentliche Bahnfläche, sondern ein Rost aus Schwellen und Schienen besteht. Ferner soll, mit Ausnahme geringer Eisenbahnbrücken, der Verkehr durch Geländer gesichert werden. Hieraus folgt, dafs durch ein Hauptgesims (einschliefslich Geländer) eine Repräsentation der Bahn als des eigentlichen Schlufszweckes von Unterbau und Überbau geleistet werden müsse. Den beiden letztgenannten Teilen einer Tragbrücke ist das Hauptgesims koordiniert und mufs trotz seiner geringen Dimensionen durch Würde und Reichtum der Ausstattung sich jenen ebenbürtig machen. Eine schwere und durch Verkehr noch mehr belastete Fläche soll angezeigt werden. Das geschieht im allgemeinen nach dem Mafs der Höhe, welche man dem Hauptgesims giebt, denn schon der gewöhnliche Sprachgebrauch nennt ein Gesims um so schwerer, je höher es erscheint.

Der zweite Zweck besteht im Decken der ganzen Façadenfläche, im Schutz vor Wasserablauf. Wie bei jedem Deckgesims kann hieraus das Mafs der Ausladung entnommen werden. Je höher der Bau, desto beträchtlicher mufs der Vorsprung sein, um Sicherheit in gleichem Grade zu gewähren. Dies führt aber sofort auf die Idee, dafs

---

[34]) Perdonnet et Polonceau. Nouveau portefeuille de l'ingénieur des chemins de fer.

[35]) Humber. Ironbridge construction.

[36]) Zeitschr. f. Bauw. 1860. — Über Kunstschmiedearbeit als Schmuckmittel an der Sandkrug-Brücke in Berlin s. Deutsche Bauz. 1883, S. 140.



das Hauptgesims eben den ganzen Bau nach oben abschliefst, krönt. Hier wird das Werk noch einmal gemeinschaftlich bedeckt, wie es unten auf der gemeinsamen Grundlage des Erdbodens ruht. Es ist durch das Hauptgesims wesentlich die Zusammengehörigkeit aller der einzelnen Pfeiler, Öffnungen und Widerlager zu betonen, wozu vor allem durchlaufende Horizontallinien, auch bei verschiedener Dekorationsweise derartiger Abteilungen im einzelnen, beitragen. Dies ist namentlich wichtig, wo steinerne Pfeileraufsätze mit eisernem oder hölzernem Überbau wechseln, also auch das Hauptgesims aus verschiedenen Materialien besteht. Als Krönung darf aber wieder das Hauptgesims der schmuckreichste Bauteil werden.

Bei einem steinernen Hauptgesims ist die einfachste Anordnung eine vorspringende Steinschicht. Reicht eine Steinschicht nicht aus, so mögen mehrere die beabsichtigte Form zusammensetzen, oder mehrere Schichten übereinander wiederholt vorgekragt werden, von welchen jede einzelne dasselbe Profil erhält (namentlich bei Backsteinen). Der Eindruck jener einfachen grofsen Form und dieser wiederholten Kleinformen fällt freilich höchst verschieden aus. Im allgemeinen aber erscheinen Gesimse von bedeutender Gröfse mit durchlaufendem Profil unentwickelt und plump, weil man weifs, dafs sich dieselbe Höhe und Ausladung mit weniger Aufwand durch Konsolen erreichen läfst. Umgekehrt bilden Konsolen ein gutes Hilfsmittel, um den Anschein gröfserer Belastung zu geben, denn wo man Vorrichtungen zum Tragen sieht, schliefst man auch auf vorhandene Belastung. Man wird daher besonders an Gesimsen von sonst geringer Höhe Konsolen gern wählen, auch wenn man konstruktiv ohne sie auskäme, ja selbst Konsolen und Deckgesims aus einem Stück herstellen, also die Arbeit vermehren, wie z. B. an der Reesendammsbrücke in Hamburg, T. XXVIII, F. 11, geschehen ist. Die einzelnen Punkte bei der Formbildung von Konsolen mögen nun auf Grund der Figuren 18[a] bis 18[k] auf T. XXVIII besprochen werden, von welchen die obere Hälfte für natürliches Steinmaterial, die untere für Backsteine gezeichnet ist.

Die absolute Breite der Konsolen ist um so gröfser zu wählen, je wichtiger ihr Zweck, also schmale Konsolen unter leichter Gurte, breite unter hoher Masse. Oft sieht man Fehler in dieser Beziehung: mächtige Konsolen unter niedrigen Platten, also überflüssigen Aufwand, oder winzige Vorsprünge unter schweren Gesimsen, welche mehr daran zu hängen, als zu stützen scheinen.

Hinsichtlich der relativen Breite der Konsolen und ihrer Zwischenräume findet man als äufserste Grenzen ungefähr: schmale Schlitze, deren Breite nur die Hälfte von derjenigen der Konsolen beträgt, und weite Lücken bis zu dreifacher Breite der zwischenstehenden Vorsprünge. Mafsgebend dürfte hierbei, aufser dem stets zu beachtenden allgemeinen Charakter des Baues, namentlich die Gröfse der Ausladung sein. Bei geringer Ausladung denkt man eher an den Zusammenhang der Konsolen, an ihre Entstehung aus einer gemeinsamen Schicht, bei bedeutender an die Tragfähigkeit jedes einzelnen Vorsprunges. Es scheinen also im ersten Falle geringe, im zweiten ansehnliche Zwischenräume passend. Man vergleiche in dieser Beziehung *e* und *g*. Als ein passendes Mittelverhältnis ist in den vier oberen Figuren die Lückenbreite doppelt so grofs wie die Konsolenbreite angenommen worden.

Der Vorsprung der Konsolen kann entweder bis an die Vorderkante der zu unterstützenden Last reichen, oder nur einen Teil von deren Vorsprung mit tragen helfen. Das erste pafst offenbar mehr für schwere Belastung, das zweite mehr für eine Platte, welche an sich schon ziemlich tragfähig ist. Umgekehrt giebt das erste den Eindruck

energischer Stützkraft, das zweite den der vielleicht nur spielenden Beihilfe, wie der Vergleich von *c* und *d* einerseits mit *h* und *b* andererseits zeigt.

Bezüglich der Höhe von Konsolen hat man sich, wie bei jedem Gesims, nach der Gesamthöhe des Bauwerks zu richten. Da nun nach dem oben Gesagten hiermit auch die Ausladung des Hauptgesimses wächst, so darf das Extrem, hohe und doch wenig ausladende Konsolen, bei schöner Anordnung nicht vorkommen. Dagegen sieht sehr geringe Höhe bei starker Ausladung in Steinkonstruktion zerbrechlich aus. Die Höhe sollte in der Regel gröfser als die Ausladung sein (*a*, *c*). Ergiebt sich hiernach eine ansehnliche Höhe, so wird das Konsol auch wohl aus mehreren Schichten übereinander zusammengesetzt, sei es in einer Grofsform, oder in wiederholten Kleinformen (*d*, *e*, *g*).

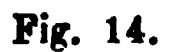
Die Form der Überdeckung von Konsolen hängt zunächst von der Weite ihrer Zwischenräume und von dem zu Gebote stehenden Material ab. Horizontale Überdeckung mittels der Gesimsplatte selbst, wobei die Grundform den bekannten sog. Zahnschnitt bildet, kann nach *a* im Quaderbau weit gehen, beschränkt sich aber im Backsteinbau nach *e* auf geringe Lückenweite. Ein Hilfsmittel besteht dann noch in Tragleisten oder seitlichen Vorkragungen am Konsol, welche in *b* und *f* die Spannweite des Zwischenraums verringern. Ferner kommen Sprengwerke aus schräg gestellten Steinen vor, (*c* aus Haustein, *g* aus Backstein), deren Grundform in den sog. Sägezähnen gegeben ist. Bei ansehnlichen Lücken kommt es endlich zu einem Bogenfries, nach *d* und *h*. Ob dabei Stich-, Rund- oder Spitzbögen gewählt werden, hängt von den sonst im Bauwerk vorkommenden Überspannungen ab. Zu einem Brückengewölbe im Stichbogen pafst in der Regel kein Hauptgesims mit Spitzbögen, neben grofsen Horizontalträgern gewöhnlich kein Bogenfries. Doch ist sklavische Wiederholung der Formen nicht geboten, sondern mehr der allgemeine Charakter des Aufwärtsstrebens, oder der horizontalen Erstreckung des Bauwerks zu beachten.

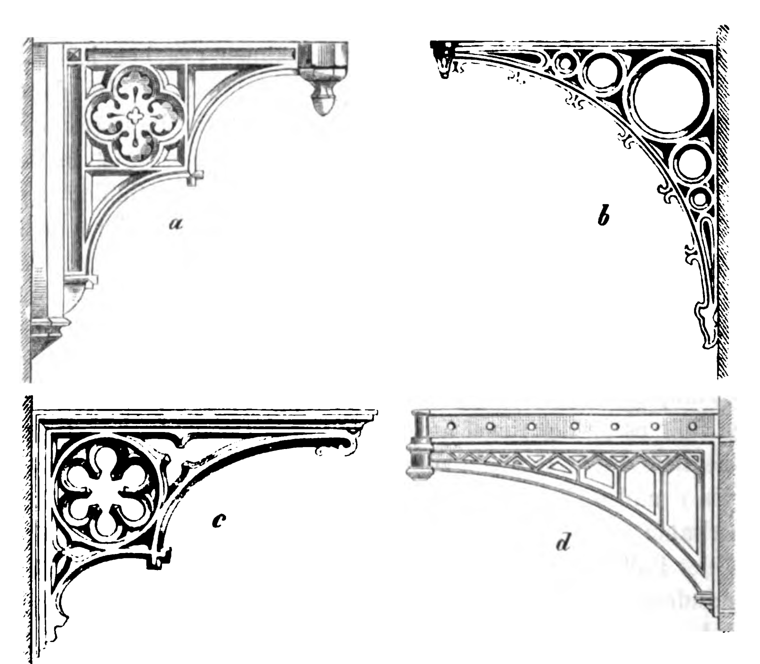
Was die Wurzel der Konsolen betrifft, so kann, falls sie unmittelbar aus einer Mauerfläche hervorspringen, nur in Gedanken die Verbindungslinie durch ihre Wurzeln als Abteilung zwischen dem Hauptgesims und den darunter befindlichen Bauteilen empfunden werden (*h*). Schöner fällt es in der Regel aus, wenn diese Linie klar bezeichnet wird, zu welchem Zweck eine tiefe Fuge *d*, ein glatter Streifen *a* und *e*, ein Zierglied *b* und *f*, ein bandartiger Fries *c* und *g* dienen kann. Der Fufs der Konsolen ruht dann gewöhnlich mit auf der Oberkante eines derartigen Zwischengesimses, wie es in den meisten angeführten Figuren der Fall ist. — Selbstverständlich können die Elemente derselben auch einzeln, oder in anderweitigen Kombinationen verwendet werden, z. B. Deckplatte und Fries ohne Konsolen zwischen beiden u. s. w. Auch ist eine reichere Ausstattung nach mehreren Richtungen möglich, wie es an einigen Abbildungen auf den Tafeln, namentlich an den Brückenportalen, zu ersehen.

Über dem eigentlichen Hauptgesims wird das Geländer gewöhnlich beiläufig in die Ebene der Stirnfläche gestellt. Doch kann man dasselbe auch mit auf den Gesimsvorsprung, ja bis an die Vorderkante des Gesimses vorrücken, und gewinnt damit im Steinbau auf anschauliche Weise bedeutend mehr Schwere für das ganze Hauptgesims. Man sehe den Heilgenborn-Viadukt, T. XXVIII, F. 13, woselbst die Brüstung ohne Unterbrechung als Massivkörper aufgesetzt scheint, während an den Widerlagern der Waldshuter Brücke, T. XXVII, F. 10, die eigentliche Gesimslinie noch durchgeführt, über derselben aber die Zinnenbrüstung vorgerückt ist. Ein ähnlicher Eindruck kann bei Aquaduktbrücken hervorgebracht werden, wenn man die das Wasserbett einfassende Mauer

mit zum Hauptgesims zieht, wie es in der That ihrer Bestimmung als Teil der Brückenbahn entspricht (T. XXIV, F. 14—16).

Bei Hauptgesimsen über hölzernen oder eisernen Überbauten besteht ein nicht selten vorkommender Fehler in einer Nachahmung steinerner Gesimse aus Holz oder Eisen. Was soll ein Gesims aus (wirklichem oder nachgeahmtem) Stein auf Brücken, deren Überbau doch nie sein leichteres Material verleugnen kann? Wenn man derartiges Blendwerk über Steinbauten anbringt, so ist wenigstens die statische Begründung richtig und nur die Unsolidität zu beklagen. Jedermann weifs aber, dafs man auf Holz- und Eisenkonstruktionen nicht unnötigerweise schwere Materialien legt. Die Schwere im ästhetischen Sinne mufs daher nicht durch fremden Stoff, sondern durch massige Formen in wahrem Material erzeugt werden; sie bezieht sich mehr auf die zu repräsentierende Belastung des Verkehrs, als auf das Eigengewicht der Brückenbahn. Demnach gehe die Formbildung einfach wieder von den beiden Zwecken des Einfassens und Überdeckens aus. Am besten gelingt es, wenn die Bahnkonstruktion einen Vorsprung, etwa einen vorspringenden Fufsweg (T. XXVII, F. 16 und T. XXVIII, F. 15) gestattet. Dazu dienen Querschwellen oder Konsolen, oder beide zusammen, und lassen dieselben eine beträchtliche Ausladung zum Wetterschutz erreichen. Die architektonische Ausstattung von Konsolen würde nach den Bemerkungen über Bogenzwickel (§ 25) zu erfolgen haben. Für Schmiedeisen eignet sich gewöhnlich am besten Selbständigkeit der stützenden Elemente, eventuell mit Füllungen zwischen denselben; für Gufseisen wird meistens die Idee einer durchbrochenen Wand zu Grunde gelegt, wie der beistehende Holzschnitt in *a*, *b*, *c* zeigt, während *d* dem ersteren Prinzip entspricht. Vor den Konsolen werde die vorspringende Tafel eingefafst, und erhalte ein darauf stehendes Geländer, sowie etwa einen abwärts hängenden verzierten Saum, bezw. Konsolköpfe (T. XXVII, F. 16). Das alles läfst sich in Holz wie in Eisen, entsprechend der Natur des Materials und, wenn man will, in ansehnlicher Höhe ohne viel Durchbrechungen (also mit ästhetischem Gewicht) durchführen.

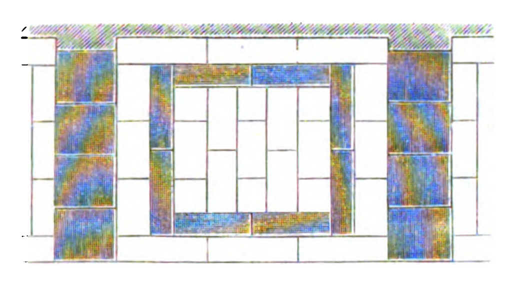

Fig. 14.

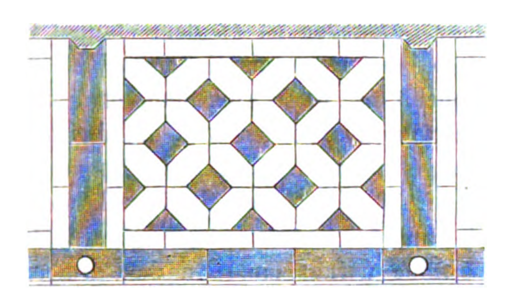


Wäre aber kein ansehnlicher Vorsprung der ganzen Bahnkonstruktion über die Stirnfläche des Überbaues gestattet, so bestehe das Gesims im wesentlichen aus einer aufrecht stehenden Platte, befestigt auf den äufseren Rand der Tragwand des Überbaues. Sie bildet die Einfassung für die Bahn, bezw. deren Erdmaterial, während von Wasserschutz wenig mehr die Rede sein kann. Das Profil wird daher vorzugsweise bandartig sein müssen, und nur etwa noch eine geringe Deckung nach unten vornehmen. Das

Gesims mag mit einem laufenden Ornament bandartig verziert sein, und trägt in gleicher Vertikalebene das Geländer (T. XXVII, F. 9). Platte und Geländer zusammen werden sich auf geeignete Masse und Schwere bringen lassen.

Fig. 15.





Indem wir uns nun auf die Brückenbahn selbst begeben, so kann von deren architektonischer Ausstattung nur etwa bei den Fufswegen von Strafsenbrücken die Rede sein. Die Fläche eines Fufsweges ist ohne erheblichen Mehraufwand durch Querstreifen zu teilen, welche mit den Teilpunkten der Brücke, namentlich des Geländers, korrespondieren. Auf den dadurch gebildeten Feldern kann sodann durch Einfassung und Musterung weiter ins einzelne dekoriert werden, sei es blofs mittels der geometrischen Figuren von Fugen und Platten, sei es mittels Farbenunterschieden in mannigfaltigen Materialien (Pflaster, Steinplatten, Thonplatten, Terrazzo). Wegen Abnutzung und Beschmutzung kann jedoch nur von grofsen und einfachen Musterzeichnungen die Rede sein, wie beispielsweise Fig. 15 zeigt.

Endlich ist noch zu erwähnen, dafs auch bei Tragbrücken Endabschlüsse möglich sind, sei es durch ein Paar einzelstehender Türme oder sonstiger Objekte zu beiden Seiten der Bahn, sei es durch ein vollständiges thorartiges Portal. Im Mittelalter war dies häufig der Fall, z. B. an der steinernen Moldaubrücke in Prag. Neuerdings kommt es seltener zu derartigem Schmuck, welcher freilich auch nicht, wie bei Wandbrücken, einen konstruktiven Zweck oder den Anschein eines solchen besitzt; eher liegen zuweilen militärische Motive vor. Isolierte Monumente erhält z. B. die neue Stephanie-Brücke in Wien, wobei nur die barocke Formbildung zu bedauern bleibt[37]); ganze Portale besitzt die neue Rheinbrücke bei Coblenz.[38])

§ 27. Brücken mit mehreren Stockwerken. An manchen Brücken finden sich zwei Bahnen übereinander, meistens Strafse und Eisenbahn. Wo das mit Hilfe von eisernen Tragwänden erreicht wird, erleidet der äufsere Anblick des Bauwerks keine Abänderung, denn die untere Bahn befindet sich hinter der Tragwand versteckt, die obere allein kommt mit dem ihr gebührenden Hauptgesims zur Erscheinung. Beispiele dieser Art finden sich z. B. bei Bern, Aussig in Böhmen, Neckargemünd bei Heidelberg. In Steinkonstruktion aber erhält das Bauwerk nun zwei Stockwerke. So führt die Brücke des Point du jour in Paris (T. XXVII, F. 6) eine Strafse über die Seine, der mittlere Teil ihrer Breite wird durch eine Bogenstellung eingenommen, welche in gröfserer Höhe die Ringeisenbahn trägt. Die Formbildung ist hier folgerichtig so vollzogen, dafs geradezu eine ganze Tragbrücke auf die Bahn einer anderen gestellt ist, doch sind die Abmessungen und Profile des oberen Stockwerks zierlicher gewählt, um die gröfsere Aufgabe und Tragfähigkeit des unteren zu charakterisieren. Nach ähnlichem Prinzip ist die Kanal-

[37]) Wochenschrift d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1885.

[38]) Zeitschr. f. Bauw. 1882.

brücke, T. XXIV, F. 8 angelegt, wenn man die unteren Gewölbe als unmittelbare Unterstützung des Wasserlaufes, die oberen als diejenigen des Leinpfades ansieht.

Ein anderer Grund zur Stockwerksteilung liegt bei hohen Viadukten vor, wenn man annimmt, dafs der Widerstand sehr hoher Pfeiler gegen Zerknicken besonders unter den Erschütterungen von Eisenbahnverkehr nicht mehr genügt. Obgleich nun gegenwärtig der fragliche Widerstand meistens durch geeignete Verstärkung des Pfeilerquerschnitts selbst erreicht wird, und in England z. B. kein einziger Eisenbahnviadukt in Stockwerke geteilt ist, so mögen doch die Gesetze der Formbildung hier noch kurz besprochen werden.

Soweit freie Wahl der Höhenverhältnisse vorliegt, kann man Stockwerke mit ungefähr gleicher oder ungleicher Höhe anlegen. Das erstere ist z. B. an den Viadukten des Goelthals, T. VIII, F. 24 und von Chaumont, T. XXVIII, F. 7 geschehen, doch nimmt immerhin die Stockwerkshöhe nach oben um ein weniges ab, damit der Eindruck etwas geringerer Belastung nach oben hin entstehe. Dagegen ist an dem Viadukt von Fleury, T. XXVIII, F. 17, das unterste Stockwerk, gleichsam als Kellergeschofs, auffallend niedriger als das obere angelegt, und empfiehlt sich diese Anordnung etwa dann, wenn man dadurch zunächst Unebenheiten des Terrains ausgleichen will, um das obere Stockwerk als Hauptbrücke mit konstanter Höhe durchzuführen. Umgekehrt ist an dem Viadukt von Heilgenborn in Sachsen, T. XXVIII, F. 13, das obere Stockwerk niedrig und zugleich mit kleineren Spannweiten angelegt, wodurch der Vorteil erreicht ist, dafs die Erschütterungen zunächst nur auf kleine Gewölbe wirken, und an den gröfseren bereits abgeschwächt sind. Nach demselben System sind auch die dreistöckigen Aquadukte Pont du Gard und bei Roquefavour geteilt.

Im weiteren ist die Formbildung entweder so vorzunehmen, dafs zwei oder drei vollständige Tragbrücken aufeinander stehen, oder dafs die unteren Gewölbe nur Spannbögen zwischen durchgehenden hohen Pfeilern werden. Das erstere ist an den Viadukten des Goelthals und von Heilgenborn geschehen: jedes Stockwerk hat Unterbau, Überbau und Hauptgesims, wobei jedoch beide Dimensionen des Horizontalschnittes der Pfeiler (in der Façade und in der Laibung) im oberen Stockwerk etwas geringer gewählt sind als im unteren. Noch charakteristischer tritt der Unterschied in der Belastung und der entsprechenden Pfeilerdicke an dem Viadukt von Fleury hervor, dessen unteres Stockwerk Pfeiler mit sehr kräftigen Mittellissenen besitzt, oder, wenn man will, eine „Thorbrücke" darstellt.

Das zweite erwähnte Verfahren ist in Chaumont mustergiltig durchgeführt. Die Pfeiler steigen als Ganzes vom Erdboden bis zum Auflager der Traggewölbe, deshalb ist der Anzug derselben an der Façade ganz stetig von unten bis oben, die Laibungsflächen sind statt des Anzugs senkrecht angelegt, aber an jedem Spannbogen mit einem kleinen Absatz versehen, entsprechend dem, wenngleich unbedeutenden Zuschufs an Belastung, sodafs auch hier im ganzen Verjüngung von unten nach oben entsteht. Die Spannbögen sind beträchtlich schmäler als die Tragbögen, wie es für ihren Zweck genügt. Besonders charakteristisch dient je ein Gesims dazu, um Pfeiler und Spannbögen gemeinsam zu umschlingen, und damit die Sicherheit des ganzen Bauwerks gegen Ausweichen in zwei Horizontalebenen übereinander darzustellen. Zu bedauern ist nur, dafs diese Zwischengesimse als Deckgesimse profiliert sind, und nicht vielmehr als Bänder, welche in gleicher Weise nach oben und unten wirksam und demnach symmetrisch in Bezug auf ihre horizontale Achse anzuordnen sind; dann wäre der Eindruck einer Zerteilung des Pfeilerschaftes noch besser vermieden worden. Auch hätten diese Zwischen-

gesimse an Masse dem Traggesims unter den Hauptgewölben untergeordnet werden müssen. Noch mag darauf hingewiesen werden, dafs der Ansatz der Spannbögen an den Pfeilern mit Recht nicht durch ein Gesims bezeichnet ist, denn jene sind ja Elemente, deren Eigengewicht und Tragfähigkeit unerheblich gegenüber der Aufgabe des horizontalen Absteifens ist. Aus dem gleichen Gesichtspunkt mufste sogar das Auflager des Spannbogens versteckt werden. Die obere horizontale und die untere gebogene Linie sind vielmehr die durch das Material bedingten Begrenzungslinien einer Spreize, und diese Kombination aus Bogen und Band ist der Typus für Querverband im Steinbau. Dann bedarf es aber auch in ästhetischer Hinsicht keiner Unterstützungspunkte, keiner Absätze an den Pfeilern, und offenbar gewinnt damit die Anschaulichkeit der wesentlichen Dienste aller Teile. Nach den eben geschilderten Grundsätzen sind auch die Spannbögen des Bietigheimer Viadukts, T. XII, F. 5 angeordnet, nur dafs hier Traggesims und Bandgesims zusammenfallen.

E. Geländer.

§ 28. Wand-Geländer. Man braucht Geländer: an Thorbrücken, sofern deren Mauermassiv nicht unter Erdböschungen liegt, sondern bis zur Brückenbahn emporsteigt, an Wandbrücken auf deren Widerlagern, sowie an etwaigen aufserhalb der Tragwände angebrachten Fufswegen, an Tragbrücken durchweg. Die Besprechung soll deshalb hier gemeinsam für alle Gattungen erfolgen. Während für die technische Einteilung von Brükkengeländern vorzugsweise das Material, Stein, Holz oder Eisen mafsgebend ist, wird aus ästhetischem Gesichtspunkt das statische Prinzip zu Grunde zu legen sein, und dem untergeordnet erst der Stoff, in welchem dies Prinzip verwirklicht ist.

Da die Geländer zur Leitung und Begrenzung des Verkehrs auf der Brückenbahn bestimmt sind, so besteht ihre Grundform in einer Wand, welche zugleich entsprechende Widerstandsfähigkeit gegen Umkanten besitzen mufs, indem überschauende Personen und anstreifende Fuhrwerke einen Halt verlangen. Die beiden Aufgaben des Raumabschlusses und des Schutzes finden nach der ganzen Länge eines Brückengeländers in gleicher Weise statt. Die einfachste Form ist daher eine glatte Wand von genügender und überall gleicher Dicke. Auf diese Art werden bekanntlich auch steinerne Brüstungen oft ausgeführt, sei es aus Quadern, sei es aus kleinerem Mauerwerk mit engen, architektonisch unsichtbaren Fugen. Aber nur an nüchternen Bauwerken (T. XXVII, F. 4) bleibt es hierbei. Das nächste Motiv zur weiteren Ausstattung giebt die Wasserableitung von der oberen Fläche der Brüstung, zu welchem Zweck eine Deckplatte abgesondert wird. Zuweilen begnügt man sich mit deren Andeutung durch Einhauen einer Nut, wenn Platte und Brüstung aus einem Block bestehen, oder mit einer Deckschicht aus widerstandsfähigerem Material, jedoch ohne Vorsprung. Am vollkommensten aber wäre eine Platte mit vorspringendem Deckprofil, Wassernase oder Hohlkehle, s. T. XXVIII, F. 2.

Im weiteren kommt es zu einer Dreiteilung der Brüstung, indem aufser der Deckplatte auch eine Basis abgesondert wird. Die Veranlassung dazu liegt in dem bekannten Umstande, dafs eine Begrenzung zunächst dem Boden gegen Ausgleiten von Füfsen und Rädern besonders wichtig ist, während von dem oberen Teil eines Geländers nicht so viel Widerstandsfähigkeit verlangt zu werden braucht. Die betreffende Fufsschicht mag auch als Sockel aufgefafst werden, welcher trotz des hier nicht bedeutenden Eigengewichtes doch der traditionelle Bestandteil jedes wohlgegliederten stehenden Bauteils ist

(T. IX, F. 15 und T. XXVIII, F. 5). Wichtig ist das Höhenverhältnis zwischen den drei Teilen einer Brüstung. Man sieht an ausgeführten Bauwerken die Fuſs- und Kopfschicht öfter zu hoch als zu niedrig, wohl in dem Bestreben nach reichen Profilen, wobei dann die Höhe der ganzen Schicht zunimmt. Man hat auch hier das Verhältnis zur Höhe des Gesamtbauwerks zu beachten. Niedrige Deckplatten tragen zur Leichtigkeit des ganzen Eindrucks bei, und die Fuſsschicht soll nicht etwa zu einer Sitzbank werden.

Demnächst kann das Mittelfeld eines Geländers (zwischen Fuſs- und Deckschicht) mit Flächen-Ornamenten von mannigfaltiger Art geschmückt werden. Dazu können Farbenwechsel, Reliefs, Durchbrechungen dienen, immerhin ohne den Charakter der selbsteigenen Stabilität zu schwächen. Sie bestehen gewöhnlich aus markierten Punkten, Rosetten, Kränzen oder dergl., welche nach irgend einem Schema auf der Wandfläche verteilt sind. Gewöhnlich bilden sie eine Reihe aus gleichen oder abwechselnden Elementen in halber Wandhöhe, wie es in einfachster Form die Brüstung der Widerlager der Mannheimer Rheinbrücke (T. XXVI, F. 8ᵇ) zeigt. Ganz gut eignen sie sich auch für Backsteingeländer (s. Fig. 16), sei es als Durchbrechungen, sei es mittels zweierlei Farben hergestellt, weil der Verband bequem daraufhin benutzt werden kann. Mit eingesetzten Terrakotten kommen noch reichere Verzierungen dieser Art vor.

Fig. 16.

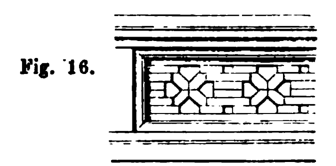
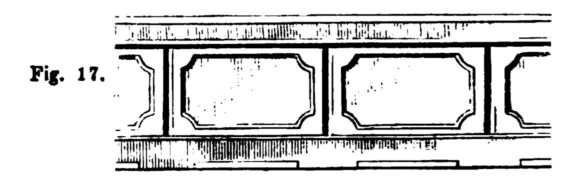


Fig. 17.



Im Quaderbau, sowie auch in Terrakotta und in Guſseisen, wird ein Wandgeländer oft aus einer Anzahl nebeneinander stehender Tafeln zusammengesetzt, welche die ganze Höhe der Wand in einem Stück besitzen, und gemeinschaftlich die Deckschicht tragen. Es liegt nahe, dieselben alle gleichlang zu machen, und gleichartig zu dekorieren, um aus ihnen eine Reihe gleicher, eventuell auch abwechselnder Elemente zusammenzustellen. Die Form jeder Tafel ist entweder ein stehendes oder ein liegendes Rechteck, oft geradezu ein Quadrat, weil dessen Verzierung bequemer ist. Die Stoſsfugen zwischen den Tafeln werden mehr oder weniger hervorgehoben, sodaſs entweder die Elemente mehr selbständig dastehen, oder mehr Gewicht auf den Zusammenhang der ganzen Reihe gelegt ist. Im einfachsten Falle (s. Fig. 17) würde jede Tafel als Quader behandelt, also mit markierten Fugen, Rand und Bossierung versehen, übrigens aber glatt belassen, wie es an Quaderbrüstungen nicht selten vorkommt. An reicheren Geländern ergeben sich sodann vom Centrum ausgehend sternförmige Ornamente von mannigfaltiger Art. So besitzt das Geländer der Lahnbrücke der Main-Weser-Bahn T. IX, F. 3, und dasjenige der Wandrahmsbrücke in Hamburg, T. XXVIII, F. 8, quadratisch dekorierte Tafeln, letztere über den Gewölben aus Guſseisen, über Pfeilern und Widerlagern aus Haustein. Dem letzteren Motiv ähnlich lassen sich auch die Rosetten des folgenden Holzschnittes Fig. 18 in quadratische Umrahmung bringen, sei es in Relief oder durchbrochen, wobei immerhin, gemäſs dem Prinzip der Wand, soviel Masse in Rahmen und Muster verbleiben muſs, um jede Tafel selbständig und stabil erscheinen zu lassen. Je mehr indessen die Durchbrechungen zunehmen, und je mehr geometrische Beziehungen von einer Tafel zur anderen den Charakter eines „laufenden“ Ornaments erzeugen, desto mehr geht diese Gattung in diejenige von Gittern über.

Als anderweitiger Schmuck eines Wandgeländers sind Zinnen anzuführen. Sie finden sich in T. XXVI, F. 2, T. XXVII, F. 10, T. XXVIII, F. 6, ferner auf mehreren der abgebildeten Portale und Türme. Unstreitig braucht man die Zinnen nicht etwa nur, entsprechend ihrem Ursprung, auf Objekte militärischer Verteidigung zu beschränken, sondern wird sie symbolisch anwenden dürfen, wo der Eindruck von Wehrhaftigkeit beabsichtigt ist, sei es gegen gelegentliche Feinde bei Stromübergängen, sei es gegen Wassersgefahr. Auch mag die lebhafte Bewegung des Umrisses mit dem aufstrebenden Charakter mancher Bauwerke besser harmonieren, als ein horizontaler Abschlufs. Bei der Formbildung sind zunächst Breite und Höhe der Zinnen im allgemeinen zu erwägen. Je zahlreicher die Einschnitte vorkommen, desto lebendiger bewegt ist der architektonische Eindruck, während sparsame Einschnitte mehr ruhigen Zusammenhang ergeben. Als Grenzen erhalten die Zinnenblöcke etwa zwischen dem einfachen und vierfachen der Einschnitte an Breite. Das absolute Mafs dieser Horizontaldimension hat natürlich dem ganzen Bauwerk und dem gewöhnlichen Standpunkt des Beobachters zu entsprechen: die Zinnen sollen weder zu schwer noch zu kleinlich aussehen. Ihre Höhe richtet sich in praktischer Beziehung nach dem Verkehr auf der inneren Seite. Indessen ist man nicht an die übliche Brüstungshöhe gebunden, wenn man die gesamte Höhe der Zinnenkrönung aufsen beträchtlicher als innen anlegt (T. XXVI, F. 19). Ein Teil davon liegt dann vor statt über der Bahn. Aber auch die Einschnitte sind in der Höhe zu begrenzen, sie dürfen nicht so tief sein, dafs Gefahr des Hindurchfallens entsteht. Für den architektonischen Eindruck kann man ihre Tiefe durch Abschrägung nach aufsen (T. XXVI, F. 18) oder durch etwelches Zurücksetzen hinter die Flucht der Blöcke (T. XXVI, F. 2) vermehren. Abgesehen von diesen Rücksichten auf den Verkehr ist durch die Höhenverhältnisse ein mehr hochstrebender oder breitgestreckter Charakter hervorzurufen. Die Höhe der Schlitze pflegt danach zwischen dem einfachen und dreifachen ihrer Breite gewählt zu werden. Im Vergleich zur Totalhöhe der Zinnenkrönung findet man einerseits geringe Schlitze, welche nur wenig in die Oberkante einschneiden, andererseits so bedeutende, dafs das Geländer mehr aus vereinzelten Blöcken auf dem Gesims zu bestehen scheint.[39]) Das erste Verfahren betont mehr die Zusammengehörigkeit des Ganzen, das zweite mehr die Selbständigkeit der einzelnen Zinnen. An ausgezeichneten Punkten des Baues werden wohl höhere und breitere Zinnen gesetzt, als an den laufenden Geländern (T. XXVII, F. 10).

An die einfache Blockform von Zinnen schliefsen sich nun Vorrichtungen zur Wasserableitung, welche als Motive der Verzierung benutzt werden können. Das gebräuchlichste Verfahren ist, das Wasser sowohl von den Zinnen, als aus den Einschnitten gegen die Façade hinauszuleiten, wie es auch in allen angeführten Figuren der Fall ist, und geschieht dies ohne Zweifel hauptsächlich aus ästhetischen Gründen, um an die ursprüngliche Bestimmung der Zinnen zu erinnern. Indessen könnte man die Höhenverhältnisse der Zinnenbrüstung dadurch etwas regulieren, dafs die Abschrägung aus den Einschnitten nach hinten, von den Blöcken nach vorn eingerichtet wird, oder umgekehrt; denn an derjenigen Seite, wo man die Abschrägung sieht, geht sie für die Vertikalfläche verloren. Auch wäre doppelseitige Abschrägung ausführbar. An die Kanten, von welchen das Wasser abläuft, gehört bei sorgfältiger Ausbildung ein Deckgesims, wie es die meisten unserer Abbildungen zeigen. Diese kurzen Gesimsstrecken zeigen an jedem Ende ihr

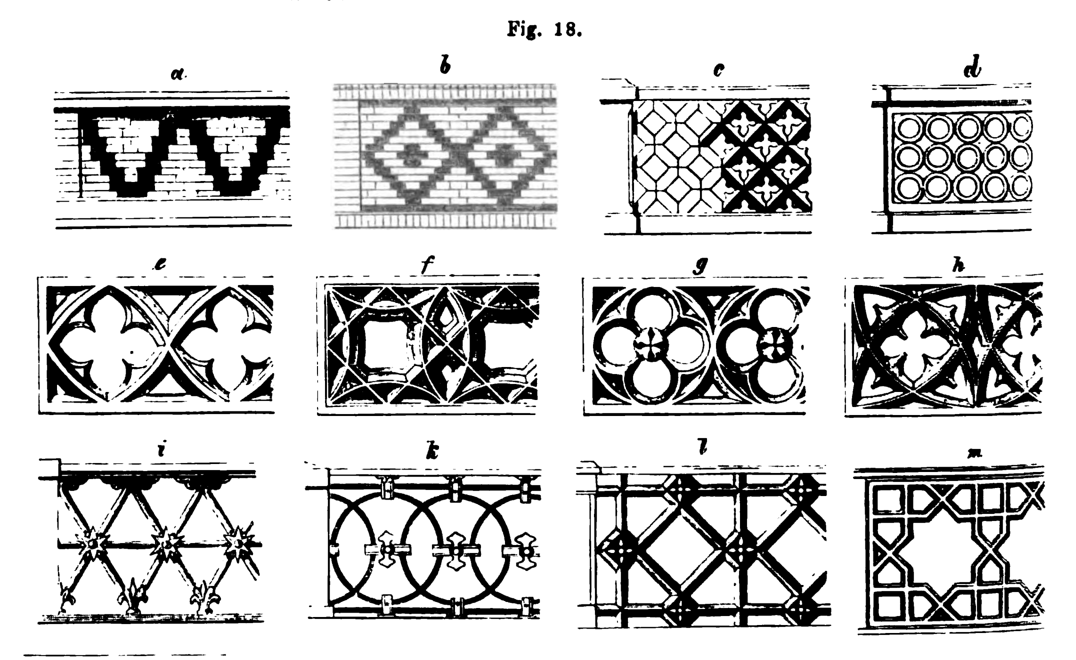
[39]) Ähnlich den Schutzanstalten an Strafsenkanten: behauene Wehrsteine und rauhe Felsblöcke, deren Zwischenräume behufs Wasserabflufs offen bleiben.



Profil glatt abgeschnitten. Es liegt nahe, die abwechselnd niedrig und hoch liegenden Gesimsstücke in Verbindung zu bringen, und auch die senkrechten Kanten der Blöcke einzufassen. Somit läuft ein vorspringendes Gesims nach der gesamten Oberkante durch, allen Einschnitten folgend, eine ausdrucksvolle Einsäumung des Baues nach oben. Beispielsweise sind einige Zinnen des Nassauer Portals, T. XXVI, F. 18, nach dieser Art ergänzt. An einer anderen Partie ebendaselbst haben wir die Vorderflächen der Zinnen mit sog. Blenden geschmückt, d. h. Vertiefungen eingefafst durch Mafswerk, und zuweilen noch mit Schlufsbögen oder Rosetten versehen. Da solches jedoch im Brückenbau selten vorkommen dürfte, so verweisen wir wegen betreffender, sonstiger Abbildungen und Einzelheiten auf untenstehende Sammelwerke.[40])

§ 29. Gitter-Geländer. Sowie bekanntlich mancher Gitterträger an Wandbrücken zugleich als Geländer dient, wird auch eigens zu diesem Zweck eine Gitterkonstruktion aufgestellt, um die Deckplatte eines Geländers zu unterstützen. Hierbei mögen die Maschen je nach dem Material und nach dem Charakter des Baues thatsächlich durchbrochen, oder nur etwas vertieft, oder durch andere Färbung charakterisiert sein. In jedem Falle müssen die Gitterstäbe kräftig genug gewählt werden, um sowohl anscheinend, als thatsächlich stabil zu sein. Die in dem nachstehenden Holzschnitt vorausgesetzten Materialien — in der oberen Reihe Backstein, in der mittleren Haustein, in der unteren Gufseisen — bilden kein Hindernis, um ein Motiv aus einem Material in das andere unter gehöriger Stilisierung umzusetzen. Ferner ist zu bemerken, dafs hier ziemlich einfache Gittergeländer verzeichnet sind, wie sie dem gewöhnlichen Charakter von Brücken entsprechen dürften; sollte das Bedürfnis reicherer Ausstattung vorkommen, so lassen sich an diese Grundformen, deren Klarheit zu empfehlen ist, leicht weitere Dekorationen anschliefsen, als Verzierung der Gittersprossen, Auszeichnung der Knotenpunkte, Ausfüllung der Maschen mit Flächen-Ornamenten.

Fig. 18.



[40]) Adler. Mittelalterliche Backsteinbauwerke des preufsischen Staats. Berlin 1859—1863. — Viollet-le-Duc. Dictionnaire raisonné de l'architecture. Paris 1858—1868.

Geradliniges Gitterwerk läfst sich im Backsteinverband bequem ausführen, entweder nach *a* mit 60° oder nach *b* mit 45° Neigung. Nach der ersteren ist auch das Gitter *i* angelegt, wobei die Tragfähigkeit durch die verschiedenen Enden der aufwachsenden Stäbe unten und oben charakterisiert ist. Ferner ist das Prinzip *a* nicht selten so ausgebildet (in Haustein und Gufseisen), dafs die gleichseitigen Dreiecke nach der Herzform oder Kleeblattform weiter dekoriert sind. Mehrmaschige Gitter müssen eng genug sein, um, auf die Höhe einer Brüstung abgeschnitten, noch übersichtlich zu bleiben. In Backstein wird das in der Regel mittels des Netzverbandes *c* zu Stande gebracht, glatt oder verziert, und werden diese engmaschigen Gitter bekanntlich auch zahlreich in Schmiedeisen durch Vernietung, sowie in Gufseisen als durchbrochene Platten verwendet, wobei etwaige Verzierungen gemäfs den Bemerkungen in § 13 anzubringen sind. Gitterwerk in Haustein wird, nach dem Vorgange der in diesem Thema unerschöpflich variierenden Gothik, oft mit gekrümmten Sprossen angelegt, und durch „Nasen" belebt (*e*, *f*). Die Figuren nehmen dann meistens die Gesamthöhe der Brüstung ein, weil sonst die Stäbe im Verhältnis zu den Einschlüssen zu plump, oder mit Rücksicht auf Stabilität (wenigstens im ästhetischen Sinn) zu mager ausfallen würden. Das Muster *e* wird aber auch horizontal durchschnitten als „halbes" Gitterwerk, oder als eine Reihe von Spitzbögen angewandt.

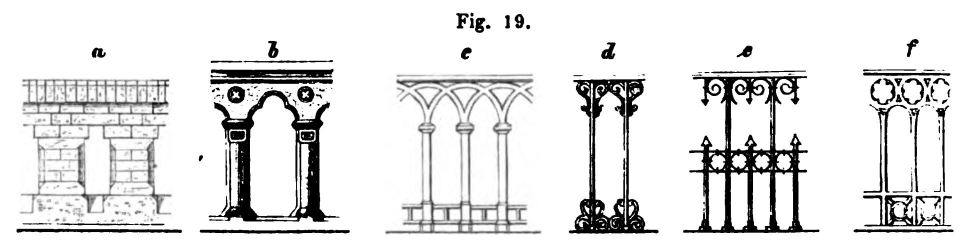
Durch weitergehende Krümmung der Sprossen gelangt man von geradlinigem Gitterwerk alsbald zu Kreisen, und in der That kann eine Reihe von Kreisen als Unterstützungskonstruktion verwendet werden, sowohl im grofsen Mafsstabe (vergl. Fig. 13 *c*, S. 542), als unter der Deckplatte eines Geländers. Selbstverständlich ist aber wieder auf hinreichend kräftige Querschnitte der Ringe zu achten, damit dieselben nicht unter der ihnen bestimmten Belastung und sonstigen Anspruchnahme als elastische Figuren erscheinen. Hierher gehört nach *d* die Verwendung von Thonringen (Drainröhren), deren Profil nach Gutdünken glatt oder verziert sein mag, ferner die Brüstung *g* in Haustein, bezw. in Terrakotta oder in Gufseisen, bei welcher ebenfalls die Formen mehr oder weniger ausgekehlt oder nur in den Umrissen ausgearbeitet werden können. Um ganz grofse Kreise stabil erscheinen zu lassen, werden sie ineinander verschlungen nach *h*, oder zudem noch gegenseitig abgesteift nach *k*.

Für die nicht sehr erhebliche statische Aufgabe, die Deckplatte eines Geländers und auf dasselbe sich stützende Personen zu tragen, ist es nun aber nicht gerade erforderlich, die ernstlichen Tragkonstruktionen von Gitterwerk oder Kreisen strenge durchzuführen. Vielmehr können mancherlei freiere geometrische Figuren kombiniert werden, welche bei hinreichender materieller Stärke ihrer Linien auch eine genügende ästhetische Widerstandsfähigkeit zeigen. Hierbei dient es immerhin zu erfreulicher Klarheit, wenn die Grundlinien einfach sind, an Gitterwerk, an Kreise, an Sterne oder dergl. erinnern. Es ergiebt sich somit ein „laufendes" Flächenornament, welches gewöhnlich die ganze Geländerwand bedeckt (*l*, *m*). Manche geeignete Muster dieser Art sind auch aus maurischen Wandverzierungen zu entnehmen.

§ 30. Stab-Geländer. Diese Gattung von Geländern beruht auf einer anderen Idee, als die vorhergehenden. Man errichtet eine Reihe von Stäben, deren Abstand zunächst so eng sei, dafs sie einen genügend dichten Abschlufs der Brückenbahn bilden. Einzeln würden sie nicht fest genug stehen, vereinigt man aber ihre oberen Enden durch eine Deckplatte oder Handleiste, so kann die ganze Reihe schon einen Stofs aushalten. Als weitere nützliche Zuthat kommt häufig auch eine Verknüpfung der Stäbe nahe ihrem

Fufsende hinzu, um Mängel in der Befestigung einzelner Stäbe unschädlich zu machen, sowie um das Gefühl der Sicherheit gegen Durchgleiten zu vermehren. Die nähere Ausbildung ergiebt sich einfach daraus, dafs die Stäbe Stützkörper sind, demnach mit Sockel und Kopf zu versehen; sie tragen den Deckbarren entweder direkt oder durch Vermittelung einer Bogenreihe. Die Einzelheiten ergeben sich aus nachstehendem Holzschnitt, dessen Figuren für verschiedene Baumaterialien entworfen, aber leicht in den Motiven zu vertauschen sind.

Fig. 19.



Nach *a* erheben sich auf einer Hausteinbank quadratische Pfeiler aus Backsteinen mit geringen Zwischenräumen. Mittels Abkantung ist eine Art von Fufs und Kopf abgesondert. Dann kommen Überkragungen und als Deckplatte eine Rollschicht aus Formsteinen mit Wassernase. In *b* sind die Stützkörper an der Façade mit Säulen verziert und mit Bögen vereinigt, deren Form eventuell ähnlich sonstigen gröfseren Bögen an der Brücke gewählt werden mag. Auch gehören hierher die sog. Geländerdocken, welche z. B. die Lombardsbrücke in Hamburg, T. XXVIII, F. 16, besitzt, eine Form, welche übrigens in statischer Hinsicht nicht gerade sehr energisch erscheint. Ferner giebt es bekanntlich viele Geländer, welche nur eine Reihe glatter Stäbe aus Holz oder Eisen besitzen, oben an der Handleiste befestigt. Man kann nichts einfacheres und einförmigeres machen, als diese Urform von Stabgeländern. Wenn man auch unter so leichter Last keinen vollständig gegliederten Stützkörper aufstellen möchte, so können doch Andeutungen über den Dienst der Stäbe gegeben werden, durch Ringe als Kapitäl, durch konsolartige Ausbreitung oder verbindende Bögen unter der Deckleiste. Man ersieht solches nach verschiedenen Motiven in *c* bis *f*. Figur *e* zeigt aufserdem, dafs die untere, zum Schutz wichtigere Partie des Geländers mittels Einsetzen niedrigerer Stäbe dichter gehalten ist, als die obere. In der halben Höhe verknüpfen zwei Bänder sämtliche Stäbe nochmals. In *c* sind dagegen die Stäbe an ihren Fufsenden vereinigt, in *d* durch Ranken ausgebreitet, in *f* erheben sie sich auf einer durchlaufenden Fufsplatte.

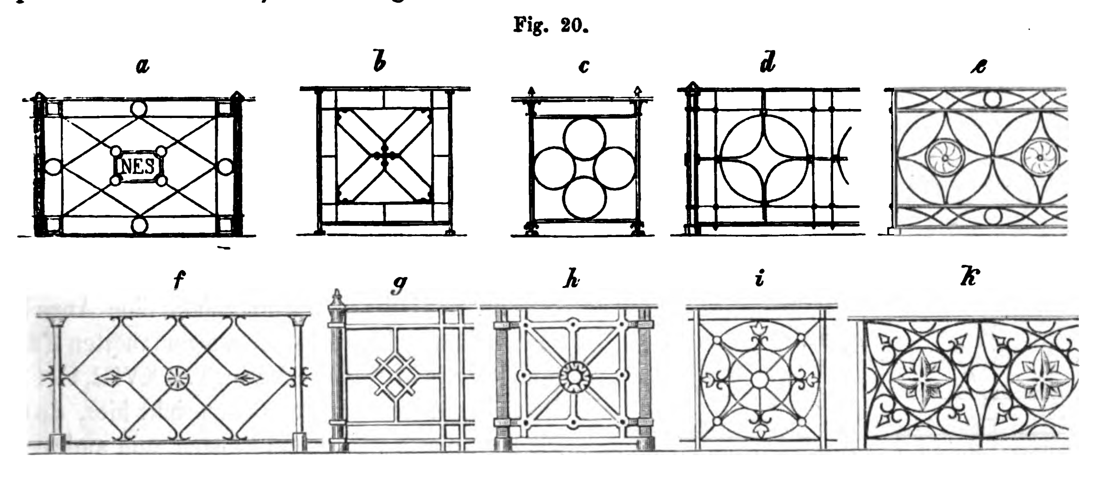
Die im Eingang dieses Paragraphen erwähnte Voraussetzung, dafs die Stäbe ziemlich eng stehen, dient weniger zum Unterstützen der Deckplatte, als zum Schutz gegen Durchfallen, wenigstens zum Gefühl der Sicherheit. Man kann deshalb wohl ein stabiles Gerüst aus Pfosten in ziemlich grofsem Abstande konstruieren, und da hierdurch noch kein genügend wandartiger Abschlufs erzeugt wird, die Felder mittels eingesetzter Füllungen schliefsen, welche selbst vollwandig oder durchbrochen sein können. Dieselben sind statisch indifferent, tragen (in ästhetischem Sinne) weder zum Schutz gegen Umkanten noch zur Unterstützung der Deckleiste bei, sie s c h w e b e n innerhalb der Vierecke des Gerippes. Ihre Funktion ist die gleiche von oben nach unten, oder von unten nach oben betrachtet. Daraus folgt, dafs sie im allgemeinen nach unten und oben symmetrisch sein müssen, im Gegensatz zu stützenden Mauern. Was die Proportion von Füllungen betrifft, so pafst in manchen Fällen ein Quadrat, und ist dessen Verzierung, falls sie reich ausfallen soll, am bequemsten. Liegende Rechtecke entsprechen dagegen besser

der Horizontalerstreckung eines Geländers, stehende dem aufstrebenden Charakter eines Bauwerks. Man kann nun eine Füllung in mannigfaltiger Weise ausbilden, wovon im Folgenden die hauptsächlichen Unterschiede, nämlich Platten, Gitterwerk, horizontale Stangen, senkrechte Stäbe angeführt werden sollen.

Glatte Platten, bezw. gemauerte Wände ohne markierte Fugen können als Füllungen dienen, und werden von gewöhnlichen Wandgeländern, mit deren Vertikalprofil sie übereinstimmen, namentlich dadurch unterschieden, dafs sie mit Pfosten abwechseln, deren Abstand nicht gröfser ist, als dafs die Deckplatte sich von einem zum anderen nötigenfalls frei tragen könnte. Man vergleiche die Figuren *b* und *d* auf S. 528. Durch gleichartige Umsäumung der vier Seiten mit Nuten, Ziergliedern oder dergl. würde die Richtungslosigkeit der Füllung noch besonders charakterisiert.

Ein anderes Motiv für Füllungen bildet das Gitter, jedoch zum Unterschiede von § 29 so leicht angeordnet, eventuell schwebend, dafs der Gedanke an eigene Tragfähigkeit nicht aufkommen kann, denn an einer selbständigen Gitterwand würden die noch kräftigeren Pfosten etwas überflüssig aussehen. Aus diesem Gesichtspunkt kommt man nun zu den zierlichsten Bildungen, zu welchen namentlich Eisen häufig verwendet wird, eingesetzt in ein Gerippe aus Eisen oder aus Stein. Die folgenden Holzschnitt-Skizzen sind in Schmiedeisen gedacht, wären übrigens mit entsprechender Vermehrung der Dimensionen auch für Gufseisen und Stein anwendbar, die geradlinigen desgleichen für Holz. Selbstverständlich ist behufs reicherer Ausstattung mannigfaltige Profilierung der Stäbe möglich, Ausbildung derselben zu Schnüren, Pfeilen oder Stengeln, Besetzung der Knotenpunkte mit Rosetten, Ausfüllung der leeren Felder mit kleinerem Ornament.

Fig. 20.



Um ein viereckiges Feld von beliebiger Proportion auszufüllen, werden häufig nur die Diagonalen verkörpert (Fig. 10 *c* auf S. 528). Erscheint dies nicht dicht genug, so kann man das liegende Viereck *a*, oder das stehende Kreuz *h* hinzufügen, von welchen beiden Figuren *f* und *g* Varianten bilden, die wieder etwas durchsichtiger gehalten sind. Ferner mag man die Stäbe verdoppeln, wie in *b*, oder ein engmaschiges Gitterwerk wählen. In letzterem Falle genügen häufig Drähte mit Ringen oder Scheibchen auf den Kreuzpunkten. Man kann die Neigung der Gitterstäbe unabhängig von den Dimensionen des zu füllenden Feldes anordnen, als hohe Maschen in liegende Rechtecke u. s. f. Im allgemeinen ist indessen ähnliche Proportion erfreulich, noch wichtiger aber Anlehnung an die Neigung sonstiger Konstruktionsteile der Brücke. Verschiedene Schrägen im Überbau und Geländer erscheinen nicht harmonisch (T. XXVII, F. 10). In *i* sind geradlinige

Kreuze mit Kreisen kombiniert. Nimmt man Kreise statt geradlinigen Gitterwerks, so müssen dieselben nach *c* mäfsig grofs sein, oder dürfen doch, wenn sie die ganze Geländerhöhe einnehmen, in Eisen selten leer bleiben, weil der Zweck der Füllung noch nicht genügend erreicht ist; es wird demnach nötig, auf angemessene Dichtung zu denken. Als geeignetste Grundformen zu einem grofsen Kreise werden offenbar wieder gebogene Linien passen, etwa nach *d*, wobei Kreise zwischen je zwei Pfosten eingeschaltet sind. Endlich sind sich durchschneidende Kreise anzuwenden, welche nach *e* die halbe, nach *k* die ganze Geländerhöhe zum Halbmesser besitzen.

Nach einer anderen Methode werden die Felder eines Stabgeländers mit einigen wagrechten Stangen gedichtet (Fig. 10 *e*, S. 528). Dies kann nun in mancherlei Art künstlerisch belebt werden. Man gebe den Pfosten geeigneten Fufs, sondere die Punkte, durch welche Stangen gesteckt werden, als Knoten vom Schaft ab, bilde den obersten Knoten als endigende Spitze des Stabes u. s. w. (vergl. 2. Abteilung des Brückenbaues, T. X, F. 15, 16 in 1. Aufl.). Bekanntlich wird diese Konstruktion auch in Holz vom rohen Naturquerschnitt bis zum glatten, zierlich entkanteten Profil ausgeführt. Vollgemauerte Backsteinwände mit mehreren horizontalen Farbenstreifen würden ebenfalls an die von Pfosten zu Pfosten reichenden Stangen erinnern.

Besetzt man ferner die Zwischenräume des ursprünglichen Gerippes mit einer Anzahl s e n k r e c h t e r Stäbe, so entsteht daraus noch nicht notwendig ein enges Stabgeländer, denn die Zwischenstäbe können so schwach gegenüber den Hauptpfosten gewählt werden, dafs sie ersichtlich nichts zur Unterstützung der Deckleiste beitragen. Sie sind vielmehr zwischen oben und unten wie nachträglich eingespannt, oder mögen sogar den Boden gar nicht berühren, falls zu ihrer Befestigung eine besondere schwebende Fufsleiste zwischen je zwei Pfosten eingesetzt ist. Wichtig ist ferner, dafs bei reicherer Ausstattung Füllungsstäbe nach oben und unten symmetrisch, selbständig stehende Stäbe dagegen als Stützkörper ausgebildet werden. An ausgeführten Geländern ist freilich die konstruktive Idee häufig verwischt — nicht zum Vorteil des Eindrucks.

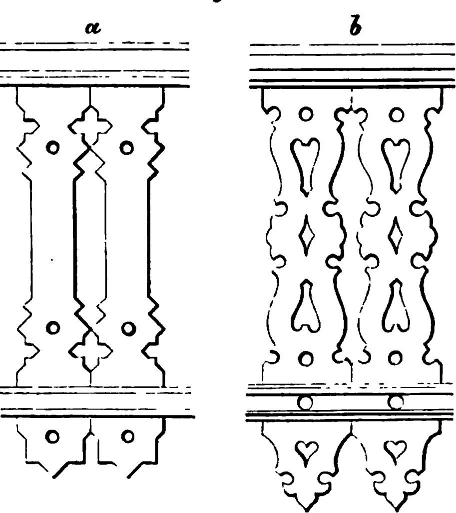


Fig. 21.

Fig. 22.

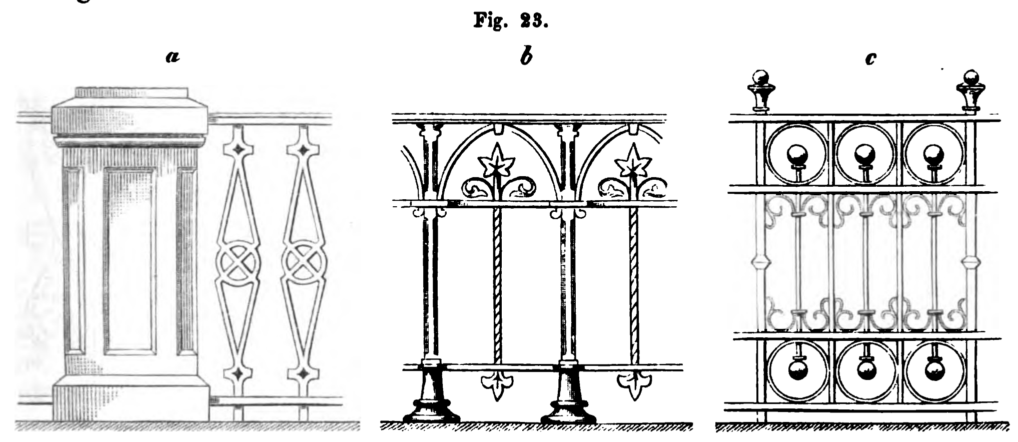
Im **Steinbau** würde schon eine Anzahl senkrechter Schlitze in der ausgemauerten Füllung letztere in Stäbe zerlegen, T. XXVIII, F. 11. Den obigen Bemerkungen entspricht hier, dafs die Deckplatte von einem Pfosten zum anderen sich füglich frei zu tragen im stande wäre, dafs die Schlitze ringsum abgekantet, durchaus symmetrisch zwischen oben und unten durchbrochen sind, dafs endlich die Fufsschwelle nicht vollständig aufsitzt, sondern teilweise schwebt (allerdings zunächst aus dem technischen Grunde des Wasserabflusses). Man vergleiche ferner das Verhältnis von Masse zu Durchbrechungen an dieser Brücke und dem Viadukt von Schildesche, T. XXVIII, F. 4, um den Unterschied zwischen Füllungsstäben und Tragkörpern zu erkennen. Anderwärts hat man

solche Schlitze oben und unten mit kleinen Halbkreisen begrenzt, und andere Verzierungen hinzugefügt (T. IX, F. 1, 5, 8), ferner nach Fig. 21, S. 556 „Docken“ verwendet, welche aber zum Unterschied von den oben schon angeführten Docken symmetrisch nach oben und unten gestaltet sind. Dieselben können sich von der Mitte aus nach oben und unten verstärken (*y*) oder verjüngen (*z*), sei es als Umdrehungskörper (*z*), sei es mit rechteckigem Horizontalschnitt (*y*).

In Holzkonstruktion bestehen bei reicherer Ausstattung die Füllungsstäbe gewöhnlich aus ausgeschnittenen Brettern, und damit entstehen die ungemein zierlichen Geländer, welche an den Bauwerken mancher Gebirgsgegenden und Eisenbahnlinien zahlreich angewendet wurden (Fig. 22, S. 556). Bei stilgerechter Zeichnung müssen auch hier die ausgeschnittenen Verzierungen zwischen Fufsleiste und Deckleiste symmetrisch sein, und falls die Fufsleiste nicht auf dem Boden sitzt, so mögen die Enden der Bretter unterhalb derselben noch ein hängendes Ornament erhalten, welches vollends jede Idee vom Stehen und Stützen entfernt.

Bezüglich der Ausführung von Stabfüllungen in Eisen mag auf T. XXVII, F. 1 und T. XXVIII, F. 15, hingewiesen werden. Dort eine schwebende Fufsleiste, hier aufstehende Füllungsplatte, in deren symmetrischer Form jedoch der Charakter des Stehens und Stützens abgelegt ist. In beiden Fällen ist auf etwas engere Verknüpfung der Stäbe am Geländerfufs und unter der Handleiste Bedacht genommen, was eben dem Begriff einer Füllung gut entspricht. Deutlicher ersieht man solches auf T. X, F. 19, 20, der 2. Abteilung in 1. Aufl. Ferner sind in Fig. 23 Stabfüllungen mit mehr Verzierung verzeichnet. In *a* Stäbe, deren Form besonders an das Verknüpfen zwischen oben und unten erinnert, in *b* je ein Füllungsstab zur Dichtung der an sich schon schmalen Felder eines Stabgeländers, in *c* je 5 dergl. Auch die Figuren *c* bis *f* auf S. 554 können zu Füllungen benutzt werden, wenn man entweder ihre obere oder ihre untere Hälfte in umgekehrter Richtung wiederholt, und damit Symmetrie in Bezug auf eine horizontale Achse hervorbringt. Die Bogenverschlingungen u. s. w. müssen natürlich zierlich genug gemacht werden, um als leichte Ranken, nicht als Tragbögen zu erscheinen; Kapitäle u. dergl. sind wegzulassen.

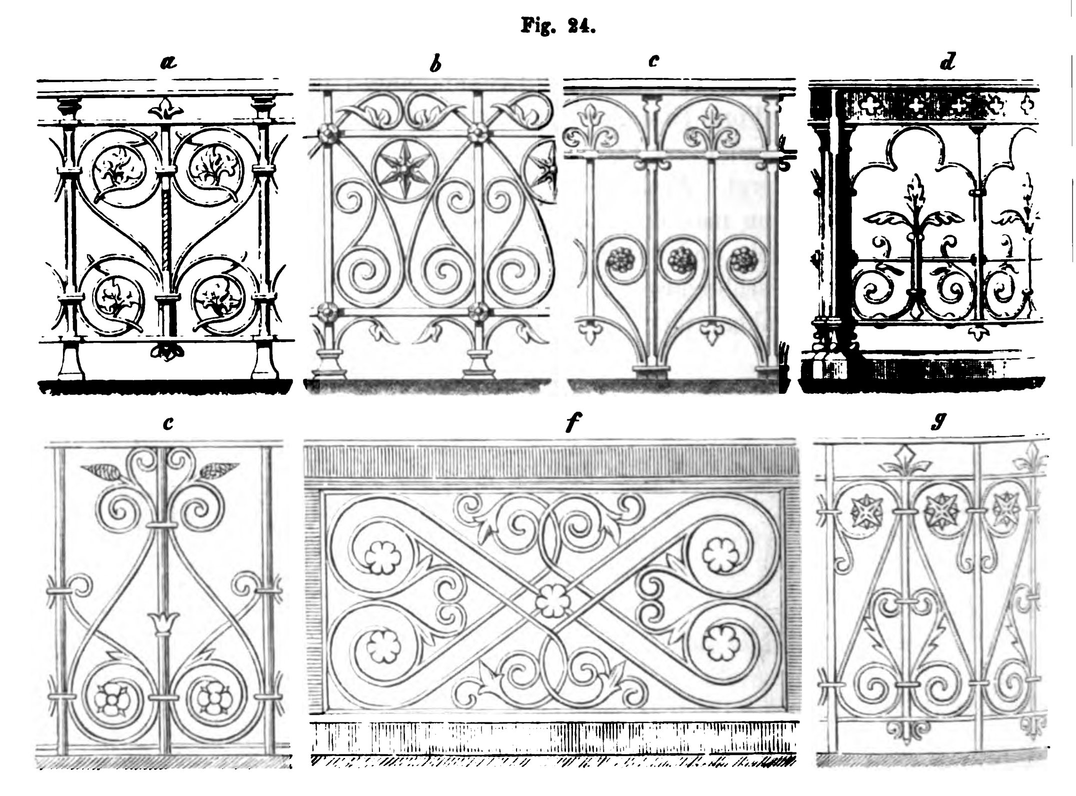
Fig. 23.



Die reichsten Geländerfüllungen zwischen Stäben gehen über das Gebiet der streng geometrischen Figuren hinaus, und benutzen neben denselben Formen der Pflanzenwelt, und andere Symbole. Bei dem Versuch, dünne schmiedeiserne Stäbe spiralförmig zu biegen, ergeben sich Rankenverschlingungen fast von selbst und brauchen blofs in gehörige

architektonische Ordnung gebracht zu werden, um gefällige Erzeugnisse im „vegetabilischen Eisenstil" zu gewinnen. Bekanntlich erfreut sich derartiges Ornament gegenwärtig mit Recht besonderer Beliebtheit. Bei der Anwendung zu Brückengeländern braucht der oben erörterte Grundsatz der Symmetrie nicht mehr streng durchgeführt zu werden, weil es sich hier gleichsam nur um Schlinggewächse handelt, welche an einem stabilen Gerippe aufwärts wachsen. Aus dem gleichen Grunde wählt man gern rechteckige Felder (stehend oder liegend), und nicht quadratische Felder, in welchem die Dekoration als centrale Figur leicht etwas steif ausfällt. Ferner ist auf ziemlich gleichförmige Dichtigkeit der ganzen Fläche zu sehen, wobei immerhin einzelne Punkte und Formen besonders hervorgehoben werden können. In Fig. 24 sind einige Beispiele gegeben[41], aus welchen sich anderweitige Kombinationen für verschiedenartige Grundformen des zu füllenden Gerippes unschwer bilden lassen. In *a* und *c* wachsen einige Ranken aus den senkrechten Geländerstäben selbst empor, in *b* und *f* sind lose Zweige kreuzweise übereinander gestellt, in *d*, *e*, *g* selbständige Pflanzengebilde eingelegt. Noch reichere Dekorationen finden sich auf T. XXVII, F. 9 u. 17. Endlich kommt man auf die Anwendung von Wappen, Figuren und Gruppen, namentlich in Gufseisen, Haustein oder Terrakotta. Derartige Füllungen besitzt z. B. die Schlofsbrücke in Berlin, T. XXVII, F. 3. In Fig. 25 ist ein Wappen von Kranz und Ranken umgeben.

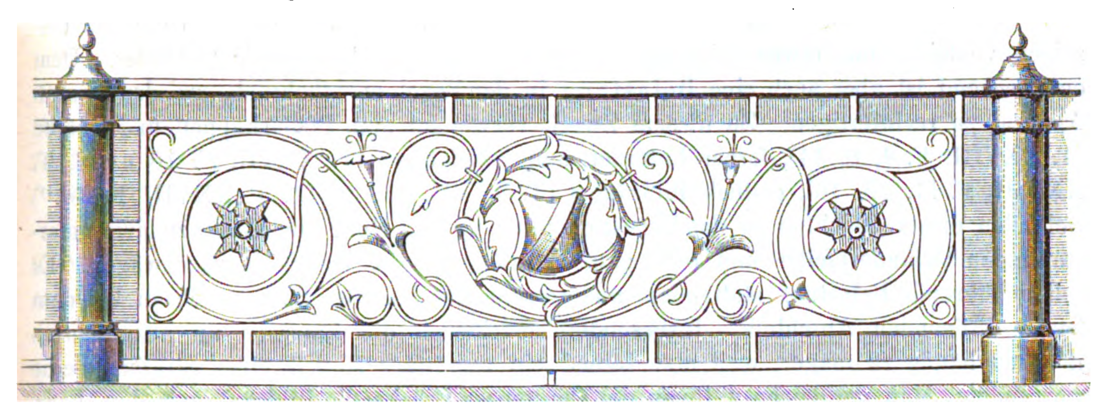
Fig. 24.



§ 31. Geländer-Abschnitte. Alle bisher betrachteten Geländer-Konstruktionen können auf beliebige Länge fortgesetzt werden. Man wünscht aber häufig, sie in Abschnitte zu teilen, welche mit gewissen Abschnitten des durch sie gekrönten Bauwerks übereinstimmen (vergl. § 3 Schlufs). Ein sehr gebräuchliches Mittel hierzu bilden Geländer-

[41]) Die Figuren *a* und *d* sind von neueren Brücken in Hamburg entnommen.

Fig. 25.



pfeiler, welche aber nicht mit den Pfosten in Stabgeländern zu verwechseln sind. So bilden in T. XXVIII, F. 11 die achteckigen Blöcke über den Brückenpfeilern Hauptabschnitte des Geländers, sind aber für dessen konstruktiven Bestand nicht notwendig. Dagegen sind die viereckigen Pfosten, je vier über jeder Brückenöffnung, unentbehrlich, um die Deckplatte zu tragen. Ganz organisch stehen dergleichen auch noch zu beiden Seiten des achteckigen Blockes. Es wäre unschön gewesen, den letzteren gleichzeitig in die laufende Geländerkonstruktion zu verwenden.

Zur architektonischen Sonderung zwischen dem laufenden Geländer und seinem Teilungsobjekt kann verschiedenes Material (Steinpfeiler zwischen Eisengeländer), verschiedene Farbe, namentlich aber verschiedene Höhe beitragen. Ein wenig Überschuſs unterbricht die kontinuierliche Oberkante des Geländers schon von ferne, T. XXVIII, F. 8. Daneben muſs die Formbildung beider Teile doch auch wieder korrespondieren, wozu insbesondere einige durchlaufende Horizontallinien beitragen. In der stets wiederkehrenden Aufgabe, zwei benachbarte Bauteile klar zu sondern, ohne ihre Zusammengehörigkeit zu unterdrücken, liegt auch hier das Wesen der Kunst.

Im Grundriſs werden die fraglichen Geländerpfeiler gewöhnlich viereckig oder achteckig gemacht. Jenes lenkt die Aufmerksamkeit mehr auf die vorstehende Fläche (da man die Dicke nicht sehen kann), somit auf die Kontinuität des Geländers, dieses auf die Achse und Selbständigkeit des Pfeilers. Auſserdem ist der Platz zur Aufstellung zu beachten. Wo ein Pfeileraufsatz (§ 20) emporsteigt, wird derselbe natürlich mit dem Geländerabschnitt korrespondieren. Man findet demnach an ausgeführten Brücken diese Objekte mit rechteckigem Horizontalschnitt (T. XXVII, F. 11 und T. XXVIII, F. 16), mit abgekantetem Quadrat (T. XXVIII, F. 15), mit halbem Achteck (T. IX, F. 3, T. X, F. 9, T. XXVIII, F. 12). Andernfalls bedarf ein viereckiger Pfeiler wenig Platz auſserhalb der Geländerflucht, und läſst sich derselbe wohl auf dem Hauptgesims noch gewinnen. Von einem achteckigen Pfeiler müssen aber mindestens drei Seiten vorspringen. Dazu wurde z. B. in T. XXVIII, F. 11, das Hauptgesims immer noch breit genug angelegt, bezw. die Brüstung weit genug zurückgesetzt, so auch in der Regel für guſseiserne Geländerpfeiler, deren Durchmesser nicht erheblich zu sein pflegt. Wenn eine so weite Ausladung aber nicht passend erscheint, muſs ein besonderer Vorsprung im Hauptgesims geschaffen werden, zu welchem Zweck ein oder einige Konsolen untergesetzt, oder die schon vorhandene Konsolenreihe durch ein kräftigeres Exemplar unterbrochen wird, z. B. T. IX, F. 16. Auch das in T. VII, F. 1, vorkommende, trichterförmige Konsol würde, entsprechend verjüngt, sich hierzu gut eignen.

Nach der Höhe erhält ein Geländerpfeiler die bekannte Dreigliederung, im einzelnen vielleicht mit etwas reicherer Behandlung als das betreffende Geländer. Dem entsprechend ist aber auch eine Belastung in der Regel unentbehrlich, um den ganzen Apparat zu rechtfertigen. Zu diesem Zweck verwendet man Pfeilerkappen und Knöpfe (T. XXVIII, F. 4, 8, 11), ferner Laternen und Kandelaber (T. XXVII, F. 16 u. 18, T. XXVIII, F. 11, 15, 16), endlich Bildsäulen (T. XXVII, F. 3 u. 11, T. XXVIII, F. 15)[42]. Bei allen diesen Objekten ist das Verhältnis ihrer eigenen Höhe und Masse zu dem unterstützenden Geländerpfeiler und dem ganzen Brückenpfeiler sorgfältig zu erwägen. Es soll gebührende Belastung stattfinden, andererseits aber leichtes Emporwachsen bei dem letzten krönenden Abschlufs. Insbesondere erscheinen die Laternen an ausgeführten Brücken häufig zu mager, weil man irgend ein vorrätiges Modell einer Strafsenlaterne verwendete. Man vergleiche z. B. an der Constanzer Brücke die Bildsäule mit dem koordinierten Laternenpfahl. Gute Verhältnisse mit allmählichem Übergang aus dem Steinbau zeigen die Laternenträger an den beiden Hamburger Brücken und an der Margarethenbrücke in Budapest. Wie wichtig die Proportion an Bildsäulen ist, entsprechend ihrem Unterbau und dem Standpunkt des Beobachters, ist hier nicht näher auseinanderzusetzen, und mag nur auf den Unterschied hingewiesen werden, welchen die verzeichneten Beispiele in Bezug auf die Höhe der Statue über der Brückenbahn besitzen.

Sehr anmutige Abschnitte gewinnt ein Geländer durch Ruheplätze, welche aufserhalb seiner Flucht sich ausbreiten. Ihre Unterstützung erhalten sie nach dem Vorbilde vieler älterer Brücken durch den in voller Masse aufsteigenden Vorkopf (T. XXVII, F. 17), besser durch einen entsprechend verjüngten Pfeileraufsatz, wie solches auf S. 528 in *c* und *e* verglichen werden kann. So besitzen die Brücken von Neckarelz und Friedberg, T. XXVIII, F. 6 u. 10, hübsche Ruheplätze als Zufluchtsorte für Bahnwärter. Zierlicher noch erscheint häufig eine trichterförmige Ausbreitung des Pfeileraufsatzes, wie an der Albertbrücke, T. XXVII, F. 1, und an der Wandrahmsbrücke, T. XXVIII, F. 8. Bei diesen sämtlichen Lösungen ergiebt sich Gelegenheit, die senkrechte Achse der übereinander gebauten Bestandteile noch weiter fortzusetzen, wie das in dem letzterwähnten Beispiel mit einem kräftigen Laternenpfosten, sonst öfter mit Monumenten geschehen ist. Aufserdem sind Ruheplätze auch mittels Konsolen zu unterstützen, und zwar nach T. VII, F. 1 durch trichterförmige Ausbreitung, nach T. XXVII, F. 18, T. XXVIII, F. 2 u. 7, durch Plattendeckung, nach T. XXVIII, F. 4, durch Bogendeckung (mit geringem Seitenschub). Übrigens ist die Konsolen-Unterstützung von Ruheplätzen natürlich nicht auf die Mittelpfeiler einer Brücke beschränkt, sondern kann auch an anderen Abschnitten derselben stattfinden, wie z. B. die Fleischerbrücke in Nürnberg einen zierlichen Balkon am Schlufsstein besitzt. Einfach fällt das Verfahren besonders an einer Mauerecke aus, wie solche an vorspringenden Widerlagskörpern vorkommen. Der Viadukt von Münden, T. VIII, F. 34, besitzt einen derartigen Ruheplatz, welcher sofort auch in Form eines Wächterhauses überdacht worden ist. Ähnliche Gegenstände, als Logen, Erker, sind hie und da, namentlich auf älteren Brücken, angebracht, und bieten sowohl praktische Bequemlichkeit zum Ruhen, als ästhetische Verschönerung einer Brücke nach aufsen und innen, wenn man auch nicht mehr so weit gehen wird, eine Brücke mit ganzen Budenreihen, Häusern und Kapellen zu besetzen.

[42]) Vergl. die Herkules-Brücke in Berlin. Deutsche Bauz. 1882, S. 287.

Sachregister

der ersten Abteilung.

Auf die Paragraghen 1 bis 5 des ersten Kapitels, welche die historische Entwickelung des Brückenbaues behandeln, ist durch den Zusatz „Gesch.", auf das sechste Kapitel „Kunstformen des Brückenbaues" durch den Zusatz „Kunstf." verwiesen.

Druck von Rud. Bechtold & Comp., Wiesbaden.

Atlas

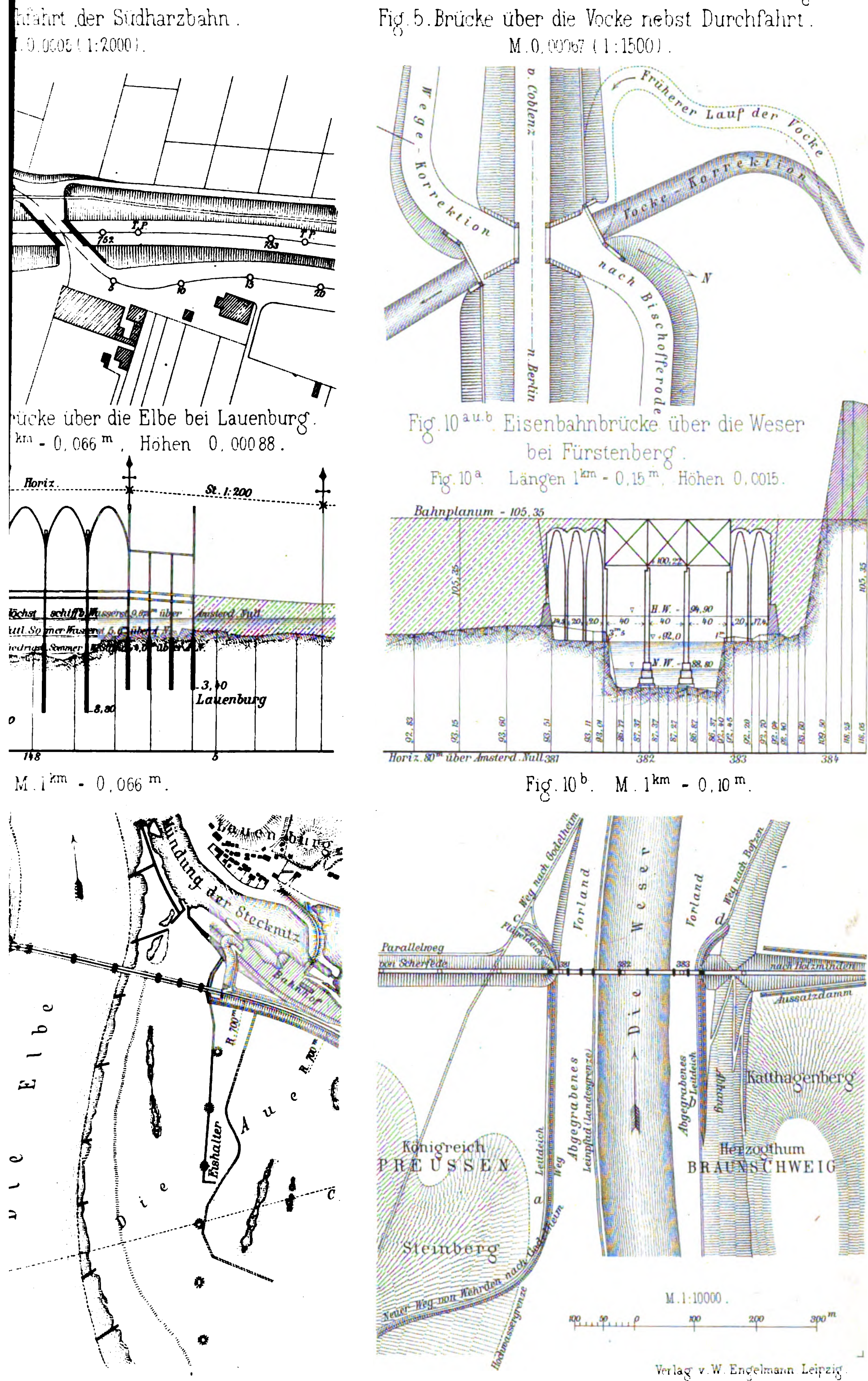
zum

Handbuch des Brückenbaus.

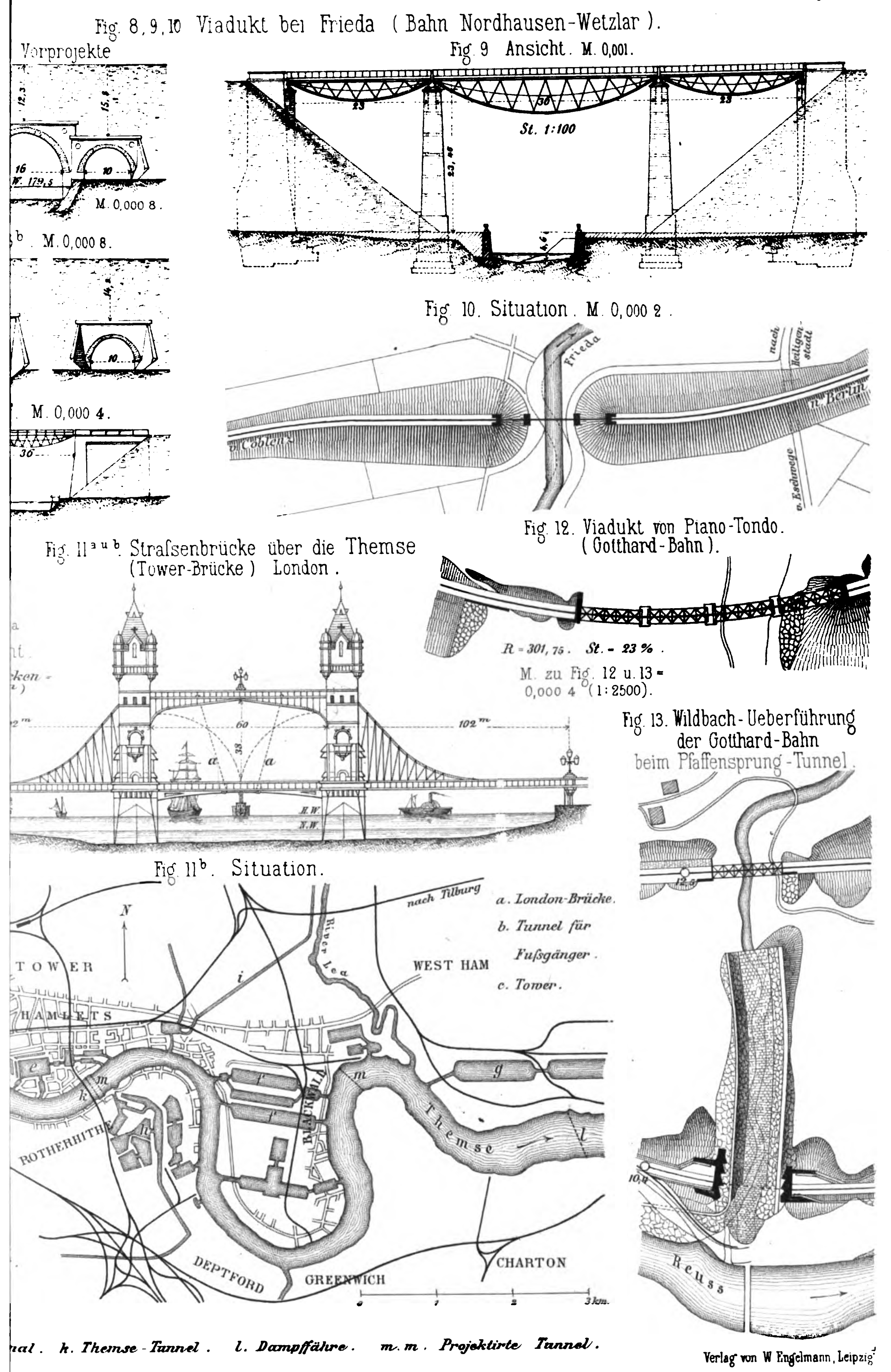
Erste Abteilung.

Zweite vermehrte Auflage.

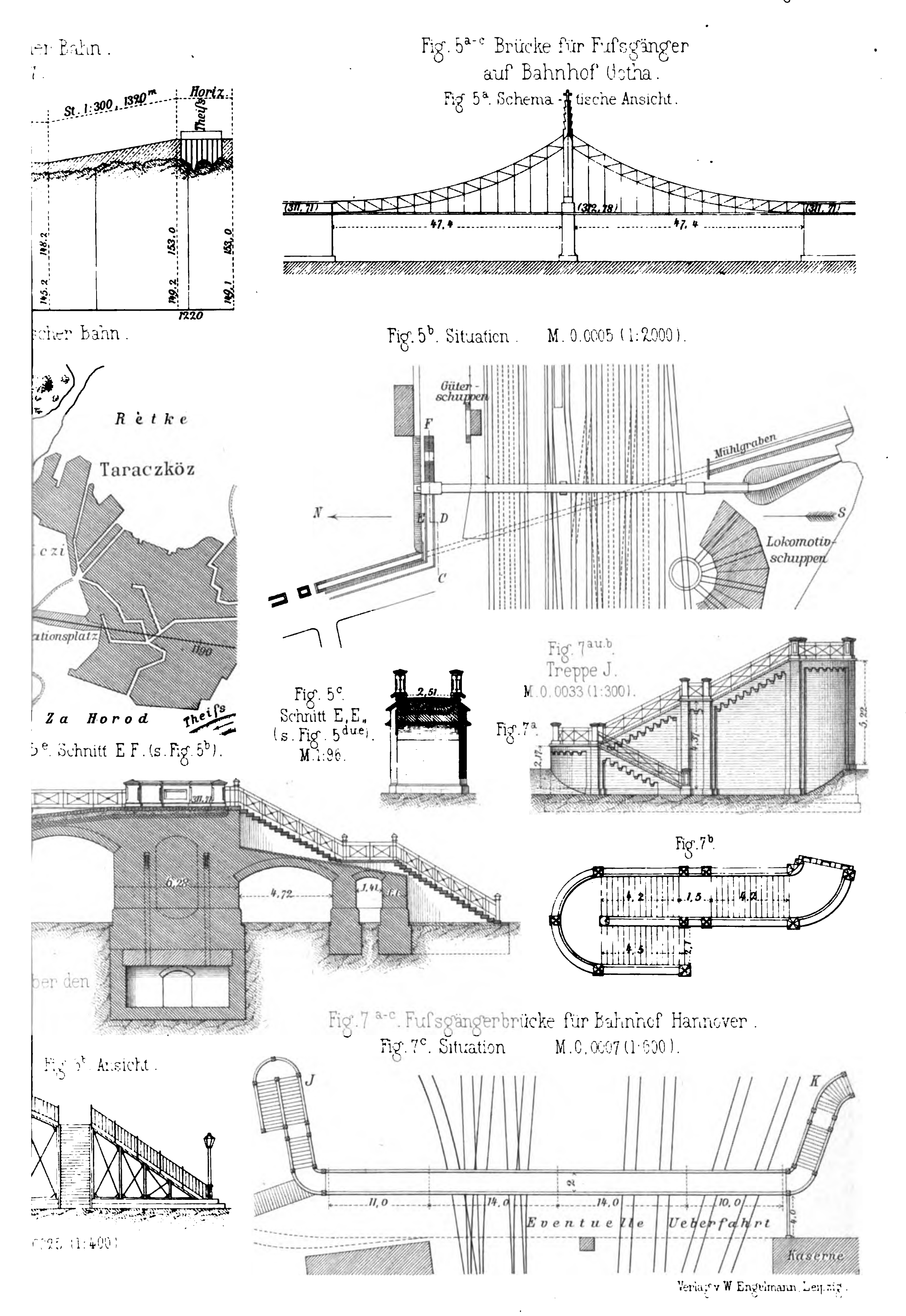
Inhalt.



Verlag v. W. Engelmann Leipzig.



Verlag von W Engelmann, Leipzig



Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.

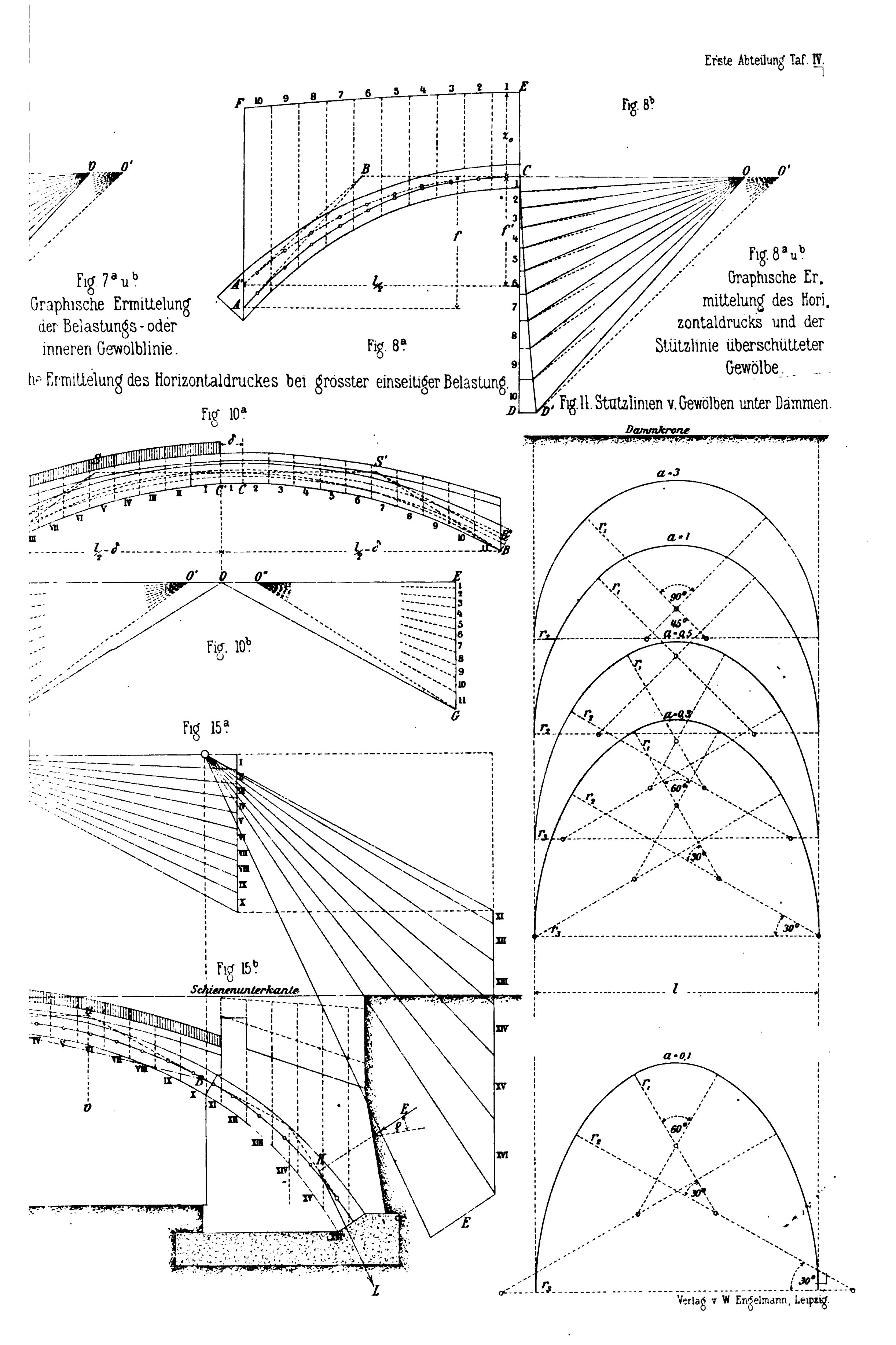


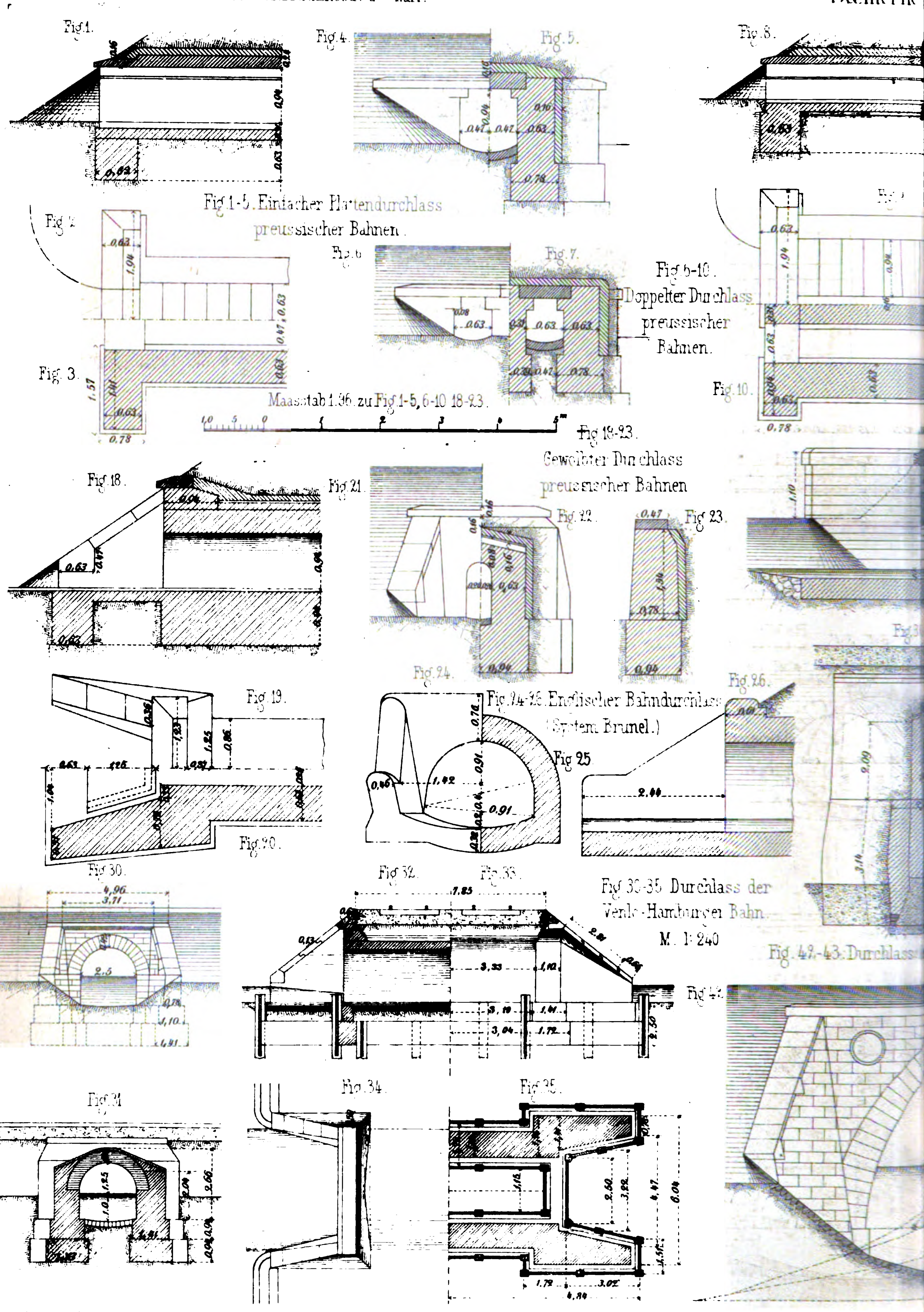
Fig. 7ᵃ u ᵇ. Graphische Ermittelung der Belastungs- oder inneren Gewölblinie.

Fig. 8ᵃ u ᵇ. Graphische Ermittelung des Horizontaldrucks und der Stützlinie überschütteter Gewölbe.

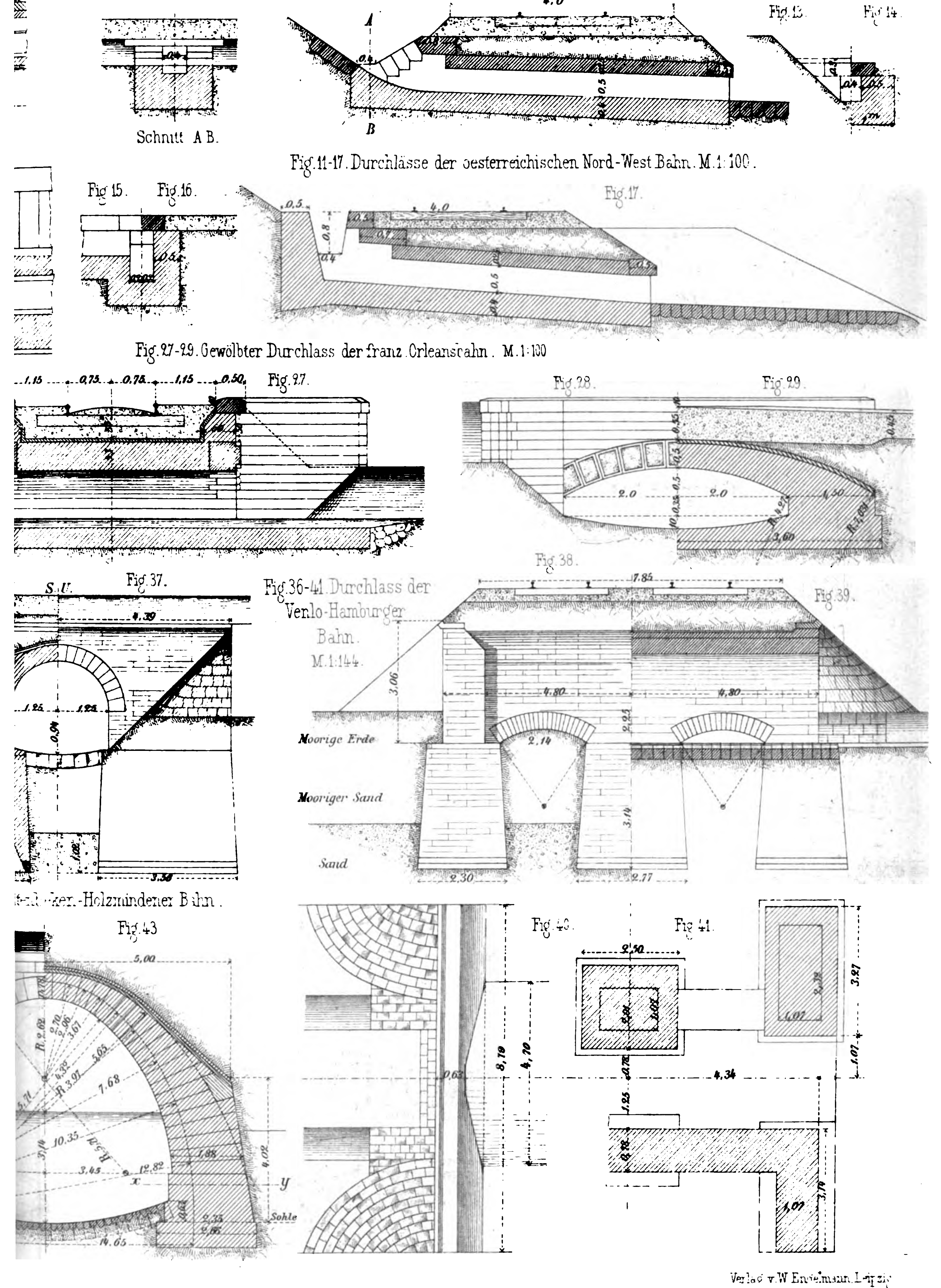
...he Ermittelung des Horizontaldruckes bei grösster einseitiger Belastung.

Fig. 11. Stützlinien v. Gewölben unter Dämmen.

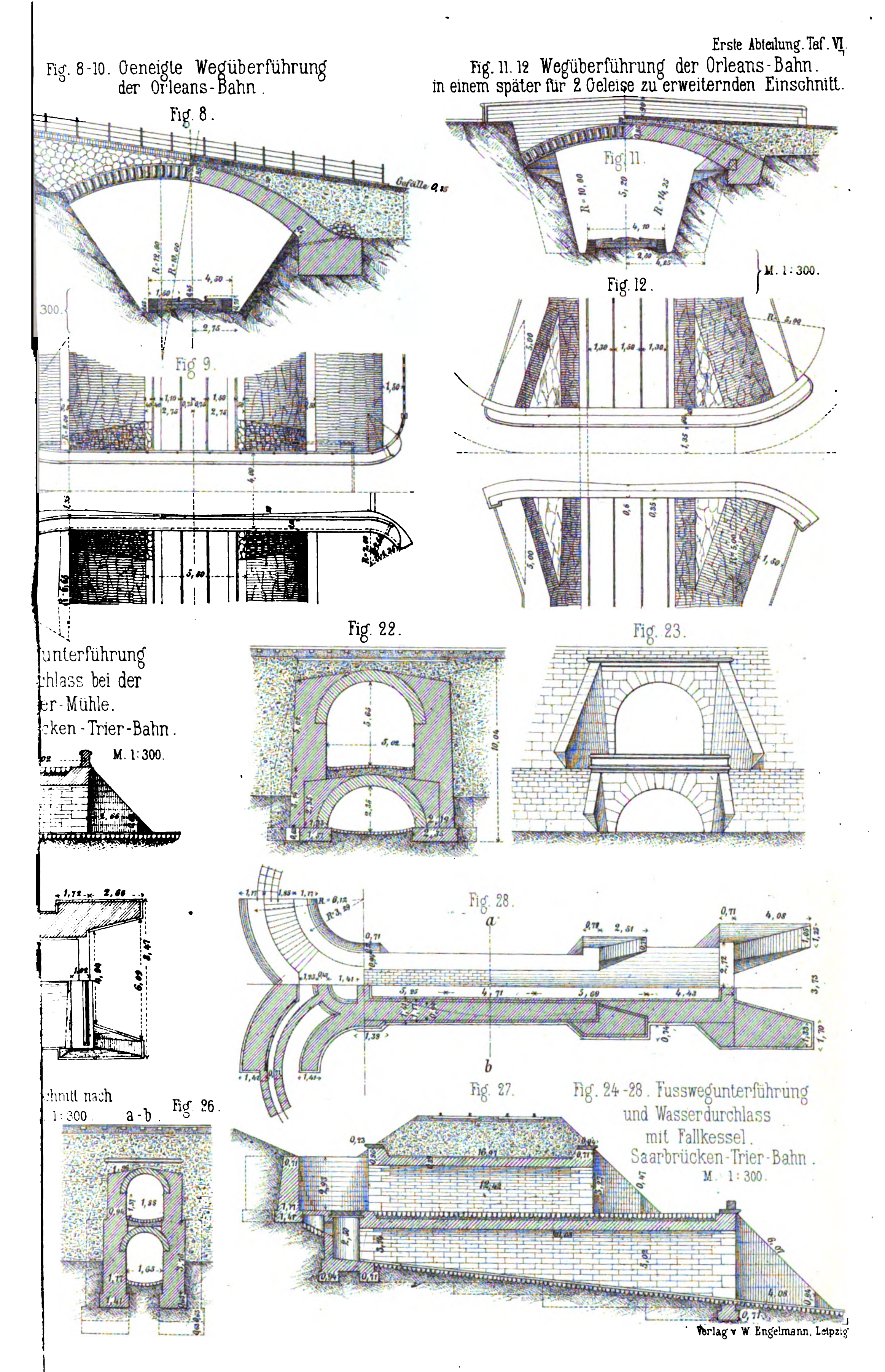
Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.



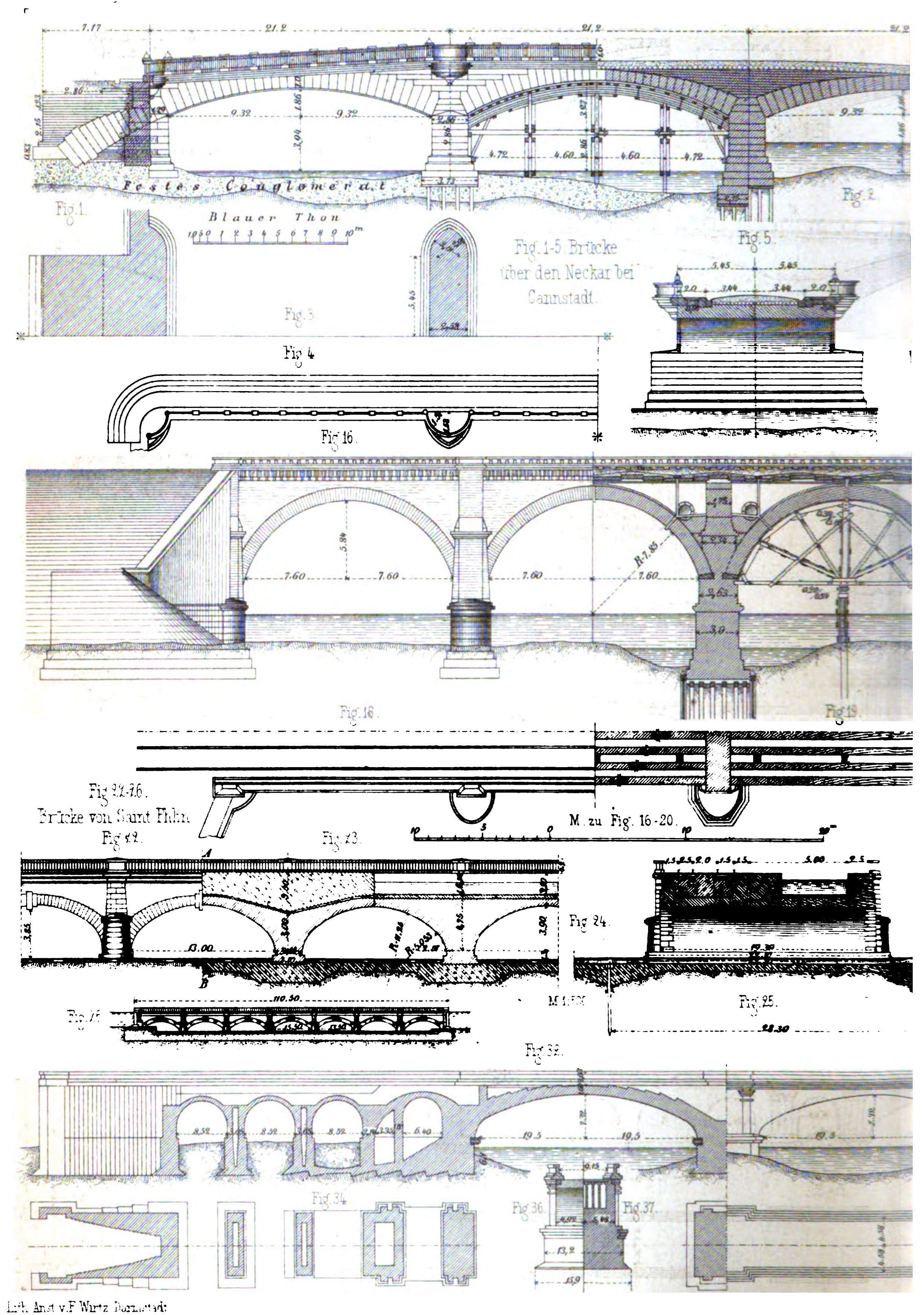
Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.



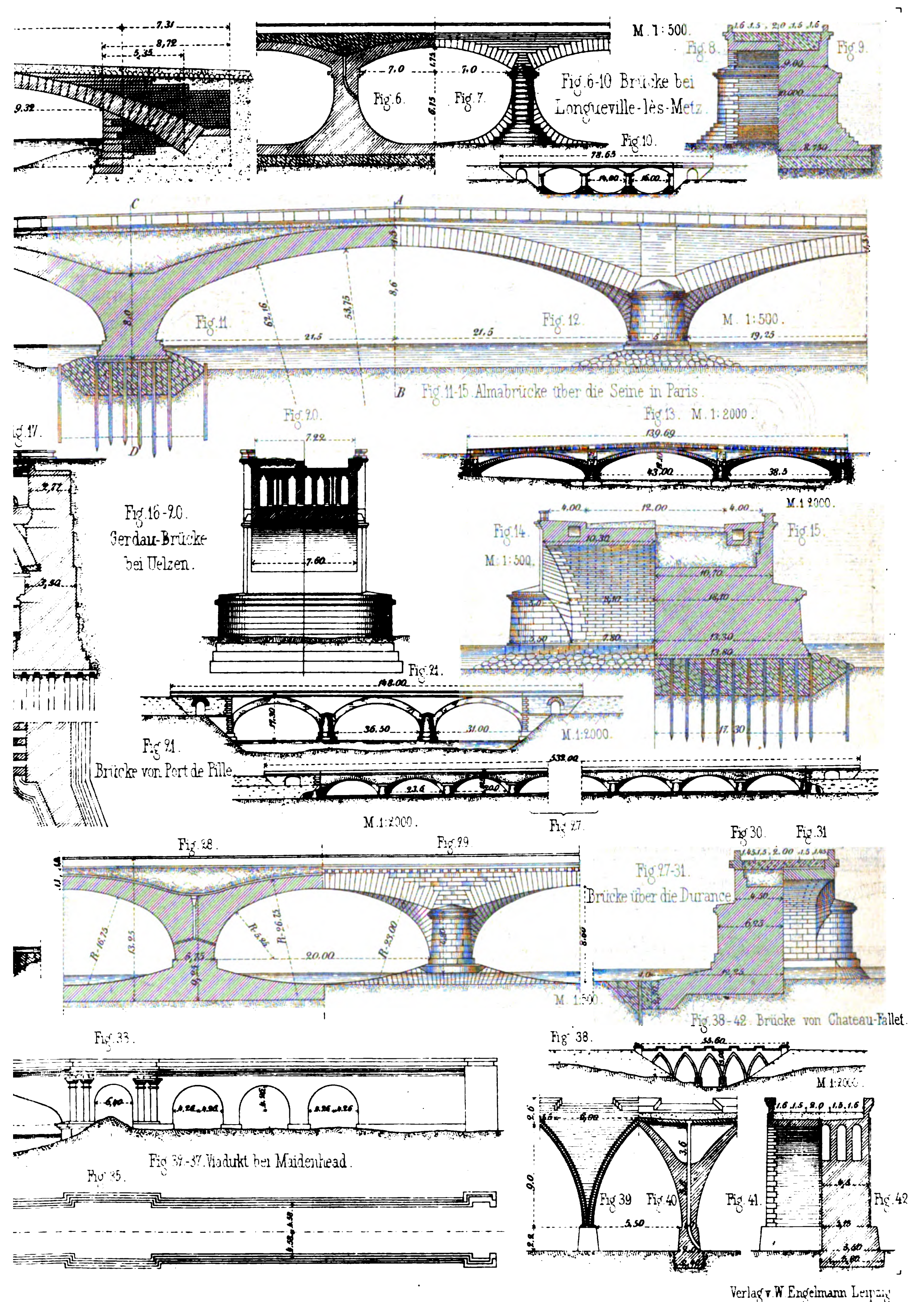
Verlag v. W. Engelmann, Leipzig



Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.



Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.



Verlag v. W. Engelmann Leipzig

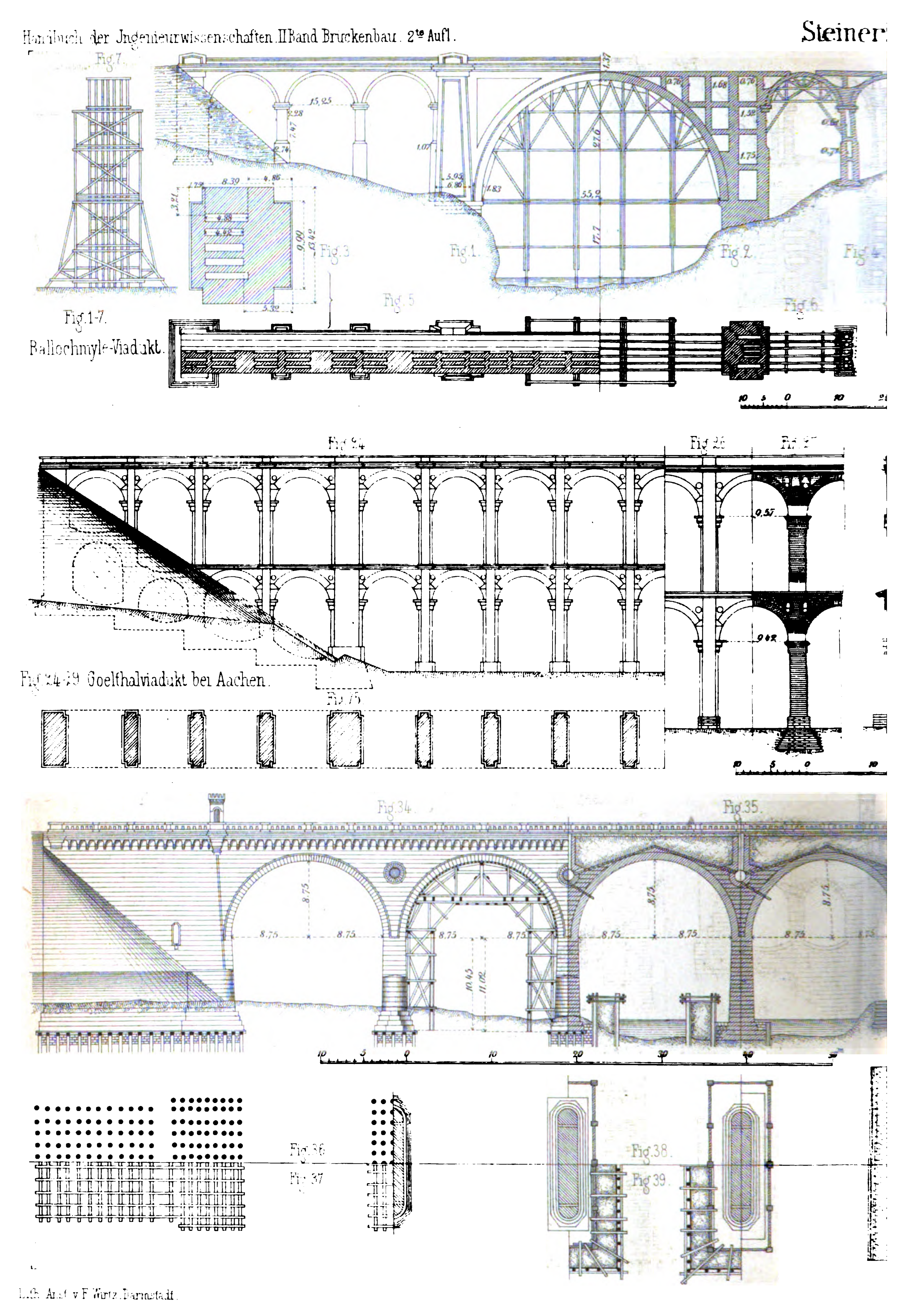
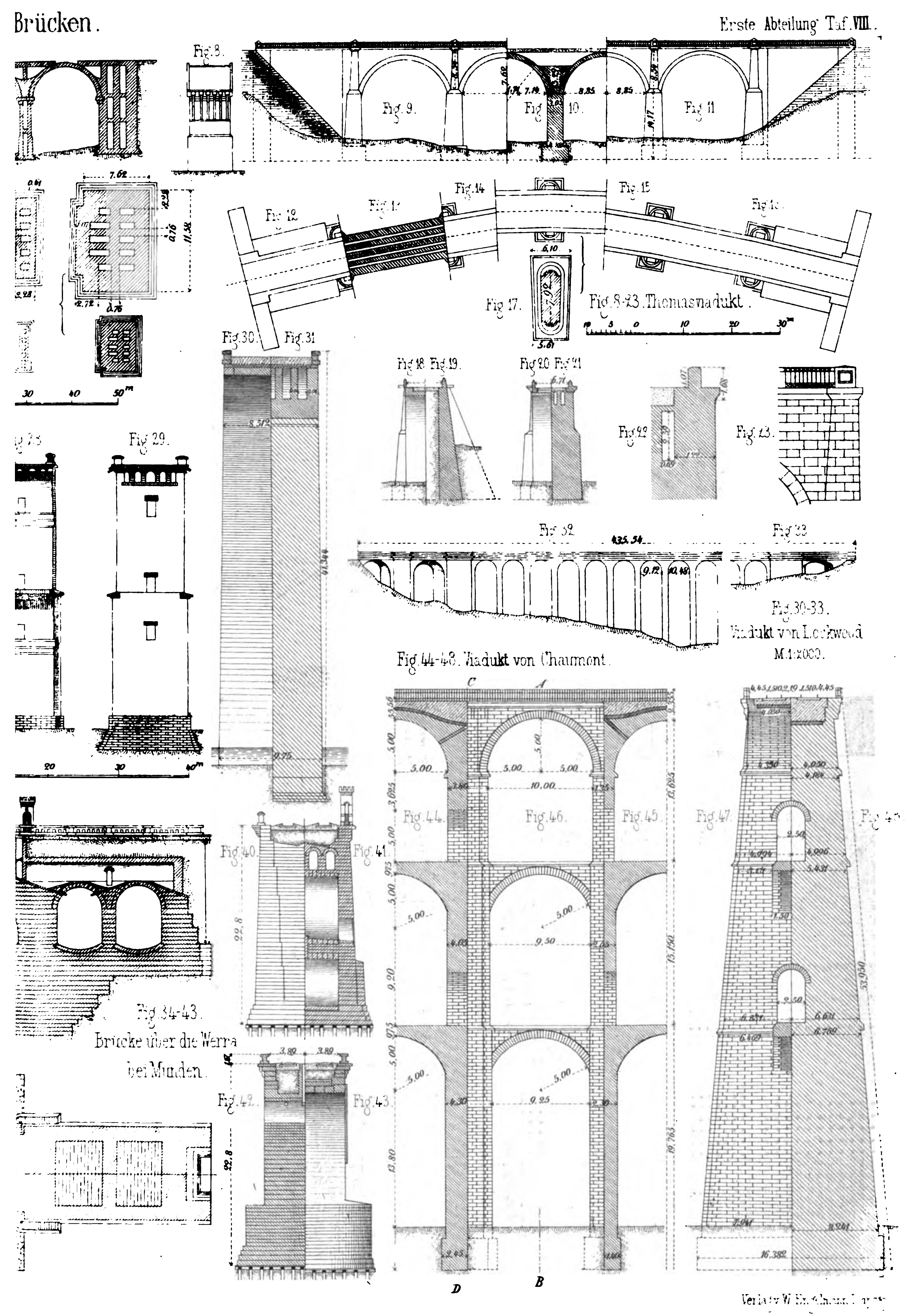
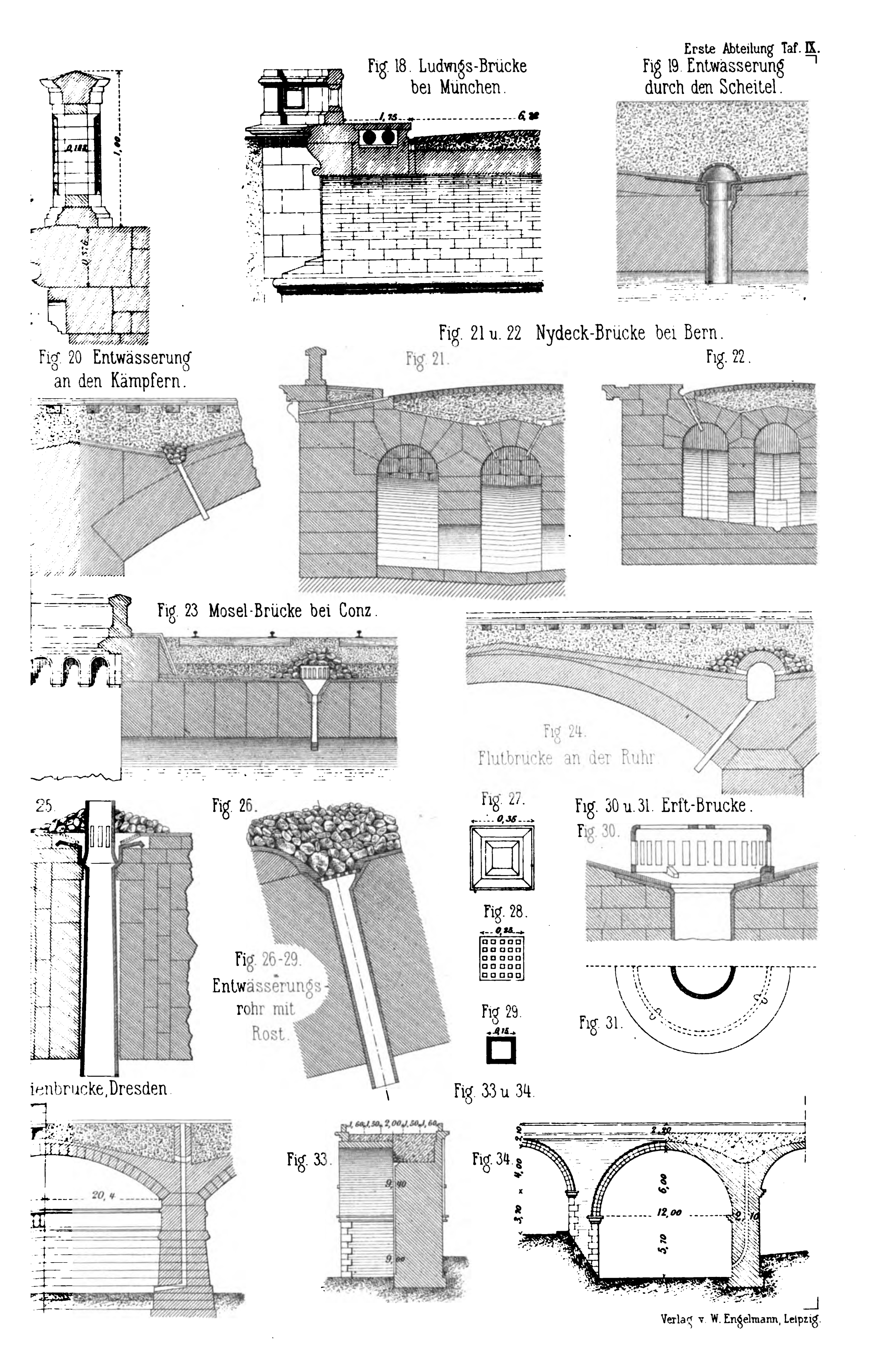


Fig. 1-7. Ballochmyle-Viadukt.

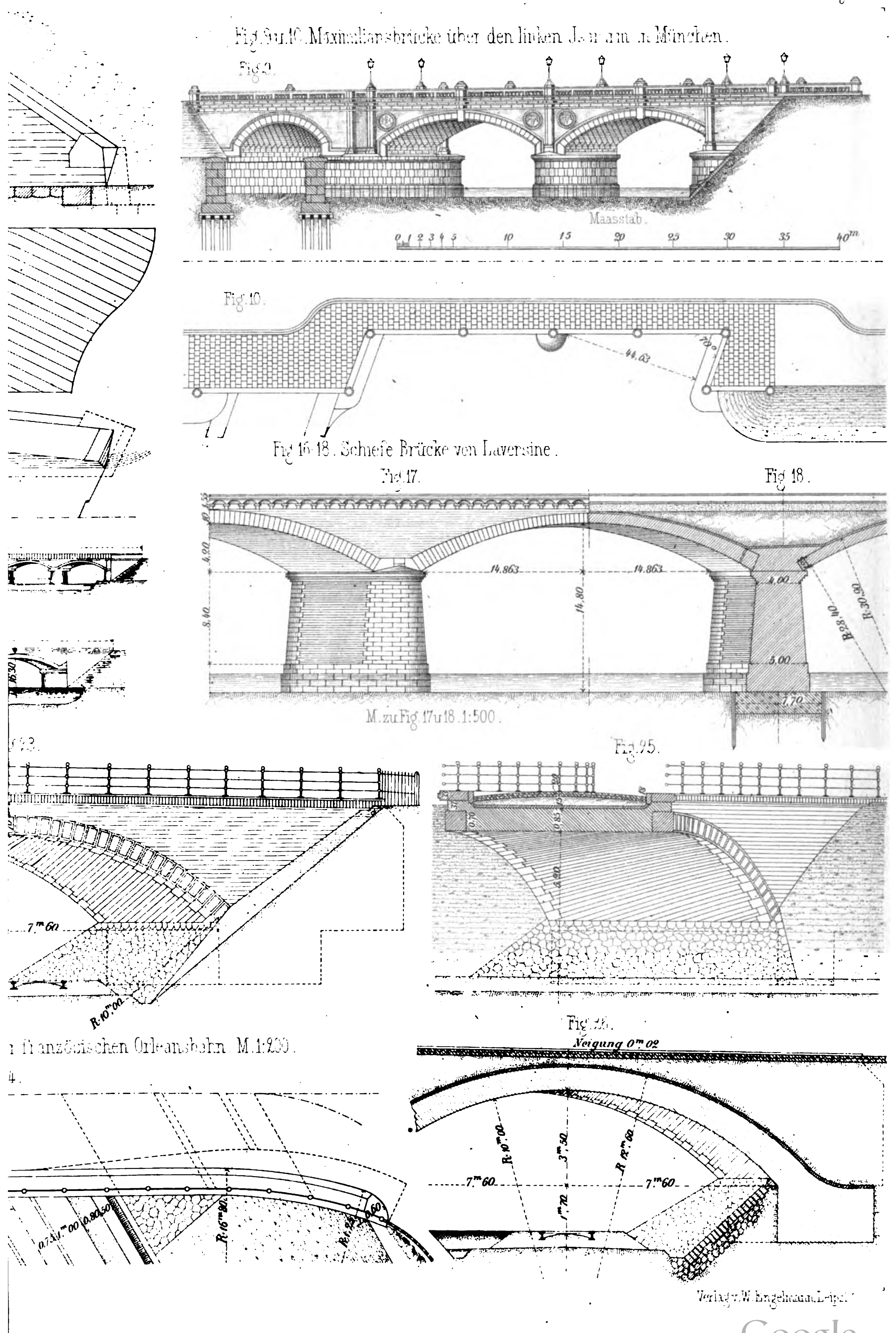
Fig. 24-29 Goelthalviadukt bei Aachen.

Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.


Fig. 8-23. Thomasviadukt.
Fig. 30-33. Viadukt von Lockwood M. 1:2000.
Fig. 44-48. Viadukt von Chaumont.
Fig. 34-43. Brücke über die Werra bei Münden.
Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.



Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.



Maassstab.
0 1 2 3 4 5 10 15 20 25 30 35 40m
Fig. 10.
44.63
Fig. 16-18. Schiefe Brücke von Laversine.
Fig. 17.
Fig. 18.
14.863
14.863
14.80
8.40
4.20
4.00
5.00
R.28.40
R.30.90
1.70
M. zu Fig. 17 u 18. 1:500.
Fig. 25.
0.70
0.85
8.90
7.m60
R.10.m00
Fig. 26.
Neigung 0m 02
R.10m00
3m50
R.12m60
7m60
7m60
1m70
R.16m80
0.80
0.60

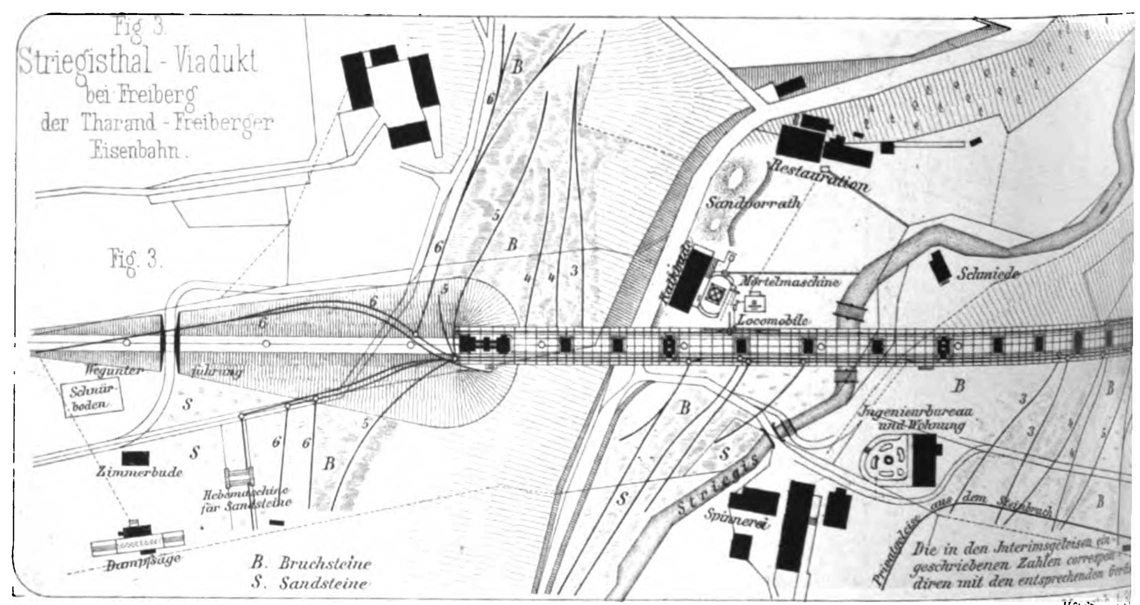
Zu Fig. 2.

- № 1. Bauhütte mit Magazin, Schmiede u. Kohlenschuppen.
- 2. Offener Schuppen für die Zimmerleute.
- 3. Abladegerüst.
- 4. Sandwäsche.
- 5. Kalkhütte, Wächterhütte und Wagnerei.
- 6. Drehscheiben.
- 7. Sackbahnen zum Zurückstellen d. leeren Wagen.
- 8. Trinkquelle.
- № 9. Abladegerüst für die rauhen Quader.
- 10. Geleise für den Transport aus dem Einschnitte in die verschiedenen Stockwerke d. Hauptgerüstes.
- 11. Doppelgeleise auf 2,3m hohem Gerüste für den Transport der Quader u. Bruchsteine aus dem Einschn. auf den Lagerplatz (in der Höhe der Districtsstrasse).
- 12. Längsgeleise unter dem Hauptgerüste auf dem Lagerplatze.

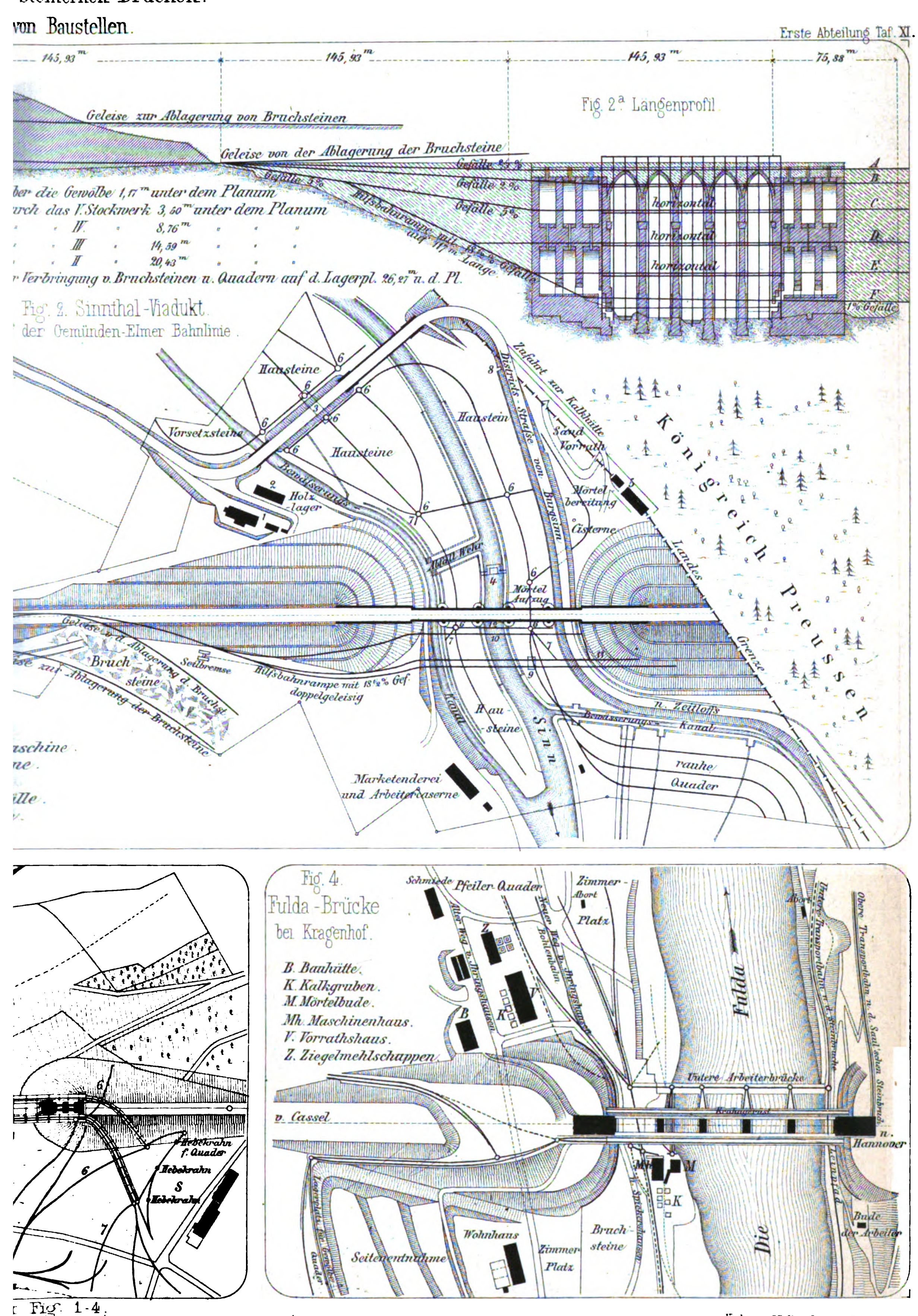
Fig. 1. Aulne-Viadukt auf der Eisenbahn von Châteaulin nach Landerneau.

alter Schieferbruch · Zimmerplatz · alter Schieferbruch · Haide · Sand · Aulne Fluss · Leinpfad · Schenkbude · Magazine · Sand · Magazin · M · L · D · Fall 0,046 · Geleis für die Abfahrt · Geleis für die Anfahrt · Haide · Schenkbude · Bruchsteine · Bruchsteine · S · P · Magazin · n. Port Launay · Geleis für die Abfahrt mittl. Fall 0,12 · 0,065 · Geleis für die Anfahrt · Anfahrt · Geleis für die Abfahrt · Geleis für die

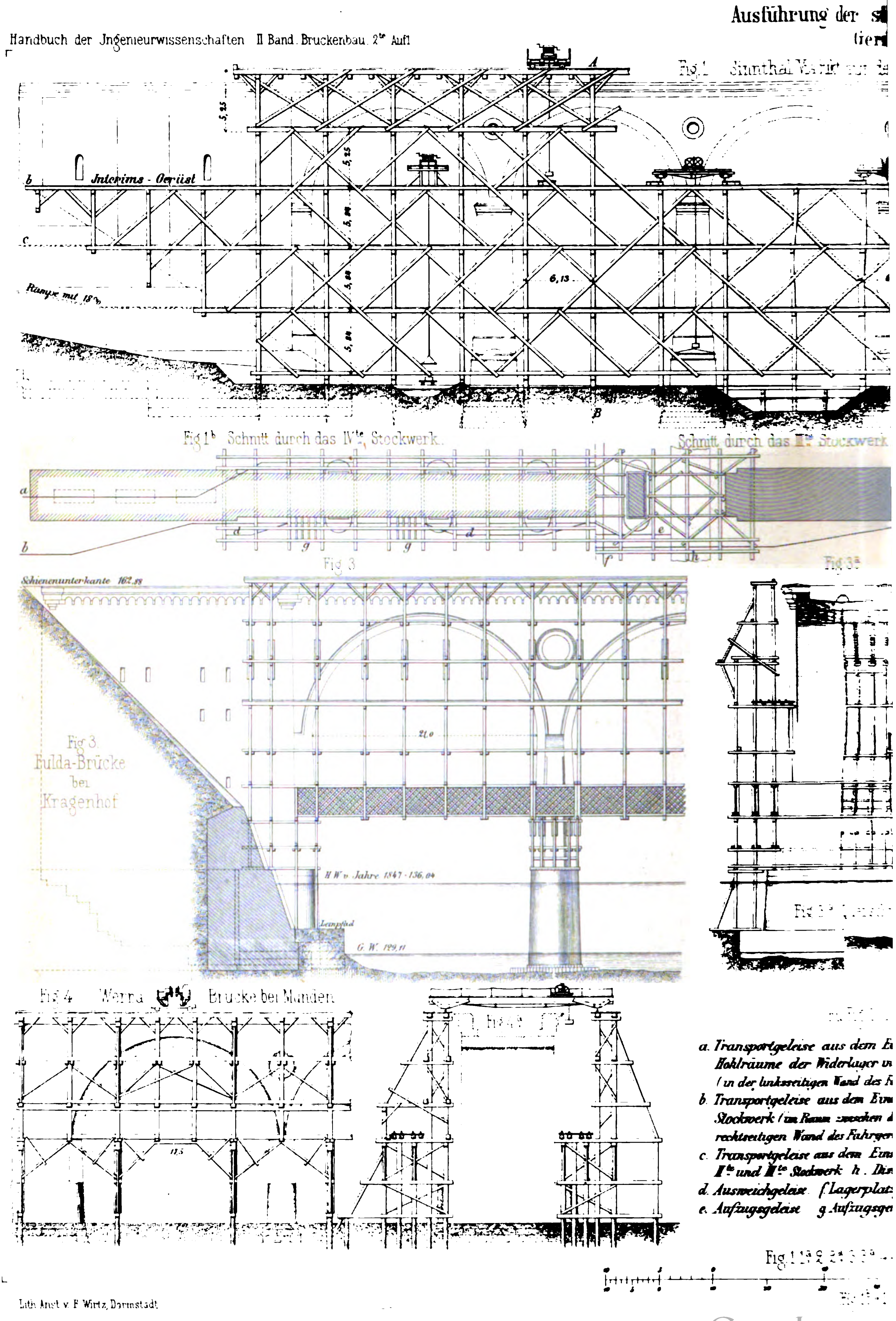
A. Transportgeleise · B. · C. · D. · E. · F. · D. Dam · L. Lade · M. Mört · P. Pferd · S. Schm



Lith. Anst. v. F. Wirtz Darmstadt.



Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.



Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

ıen Brücken.

Minden-Elmer Bahnlinie.

Fig 1ª Querschnitt

Interims-Gerüst

Distrikt-Strafse

15,76

11,38

Fig 2.

Fig 2ª

19,26

Fig 2.
Zschopau Viadukt.

Fig 5
Enz Viadukt
bei
Bietigheim

Fig 5

Fig 5ª

18,19

Anlauf: 5:2.

Mittel W.

6,30 4,08 5,13 3,91 4,93 6,30

6,59 6,59

8,02 8,02 8,02 8,37

32,06

11,46

…lle über die
…te Stockwerk
…stes).
… in das IVte
…lben und der
… durch das
…trafse.

1:500

Meter

Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.

Pfeiler.

Fig. 1d. Querschnitt.

Fig. 2. Brücke über die Mosel bei Conz.

M. 0,002 (1:500).

Fig. 3 u. 3a. Wölbgerüst.

Fig. 3b.

Fig. 3b-3d. Gerüst für den Pfeilerbau.

Fig. 3c.

Fig. 3a.

(1:500).

Fig. 6a.

dwigsbahn.

M. 0,002. (1:500).

Fig. 8 u. 8a. Viadukt der Pfälzischen Ludw. Bahn.

Fig. 8a.

Fig. 9a Querschnitt.

Fig. 10 u. 10a. Laufkrahn eines Viaduktes der Bahn Paris-Vincennes.

Fig. 10.

M. 0,004 (1:250).

Fig. 10a.

Verlag v. W. Engelmann, Leipzig

...er, Fig 3-3c Landpfeiler
...ücke über den Douro
... (Portugal)
...002 (1:500).

Fig 3.

Fig 3b

Fig 3c

Fig 3a Landpfeiler

Fig 4-4b. Viadukt von Montclant.
M. 0,002 (1:500).

Fig 4 Grundriss

Fig 4a Ansicht

Fig 4b

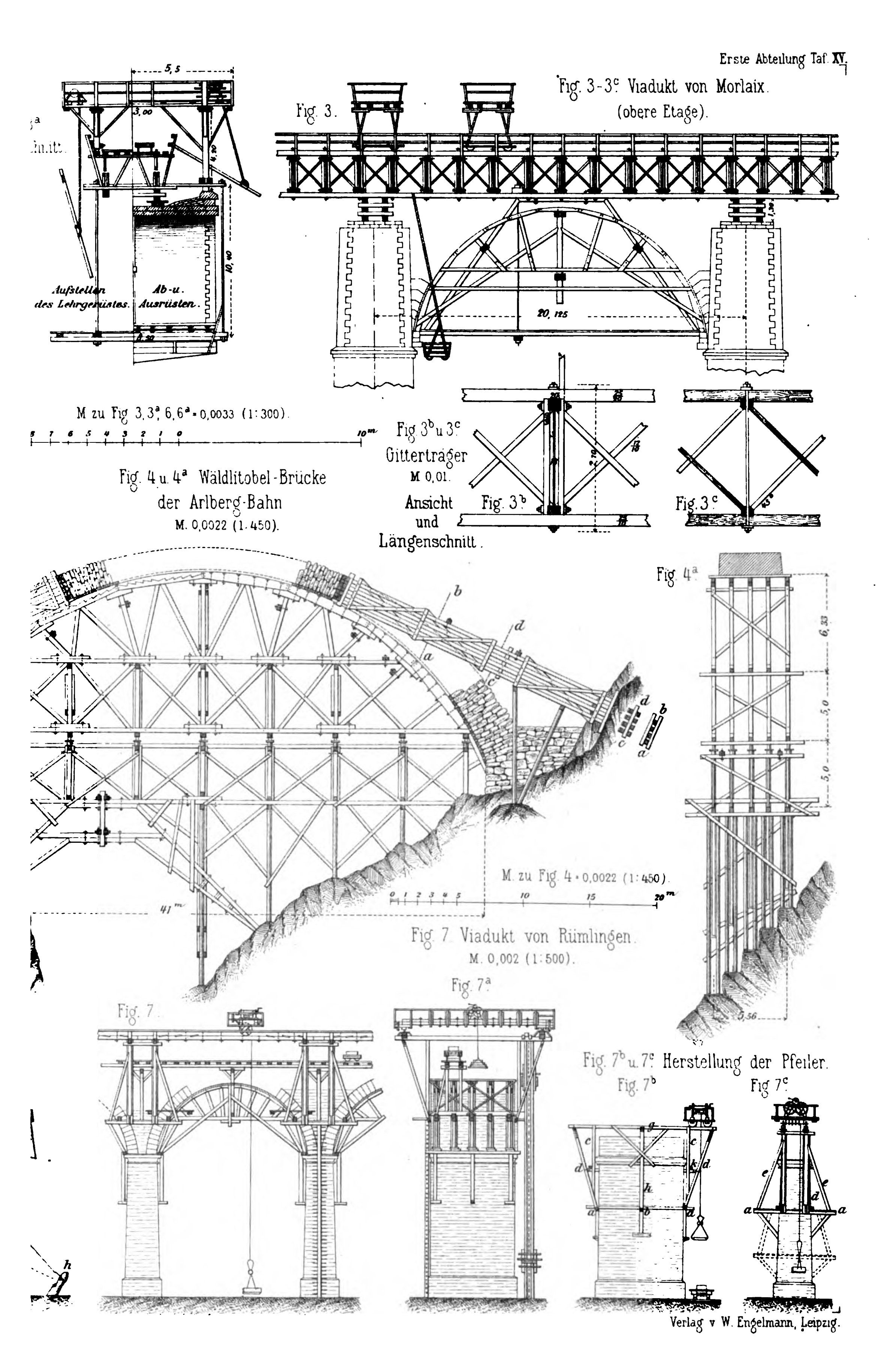
...hastellux.
(1:250)

Fig 9 u. 9a Viadukt von Chaumont M 0,002 (1:500).

Fig 9. Vorderansicht.

Fig 9a Seitenansicht.

Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.



Verlag v W. Engelmann, Leipzig.

…einischen Bahn.

Fig. 6.
Viadukt der Berliner Stadtbahn.
12 m w.

Fig. 7.
1:100.

Fig. 8.
1:100

Fig. 14.
Ueberführung des Lebach-Malstadter Weges der Saarbrücker Eisenbahn.
18 m w.

Fig. 17b.

Fig. 18.

Fig. 19.
Brücke bei Grimlinghausen
21,97 m w.

…e Holzstärken sind in cm, alle …asse in m. eingeschrieben.

Maasstab zu Fig. 7 u. 8. 1:100.

0 1 2 3 4 5 m

Verlag v. W. Engelmann Leipzig.

Fig. 3b-3d. Bewegungsvorrichtung des Laufkrahns. M. 0,05 (1:20).

Fig. 3b.

300

600

30/22

Fig. 3d.

18

22

22

25

Fig. 4. Ansicht.

(4m Ausladung)

Fig. 4a. Grundriss.

Fig. 4-4b. Hebekrahne auf Bauplätzen der Schweizerischen Centralbahn.

M. zu Fig. 4 u 4a. 0,0033 (1:300).

Fig. 4b. Halseisen des Krahns. M. 0,025 (1:40).

Fig. 9.

Fig. 11c.

Fig. 12c. Pfanne d. Krahnarmes.

Fig. 12-12e. Hebekrahn des Jndre-Viadukts. M. 1:100.

Fig. 12d. Krahnarm (von unten gesehen).

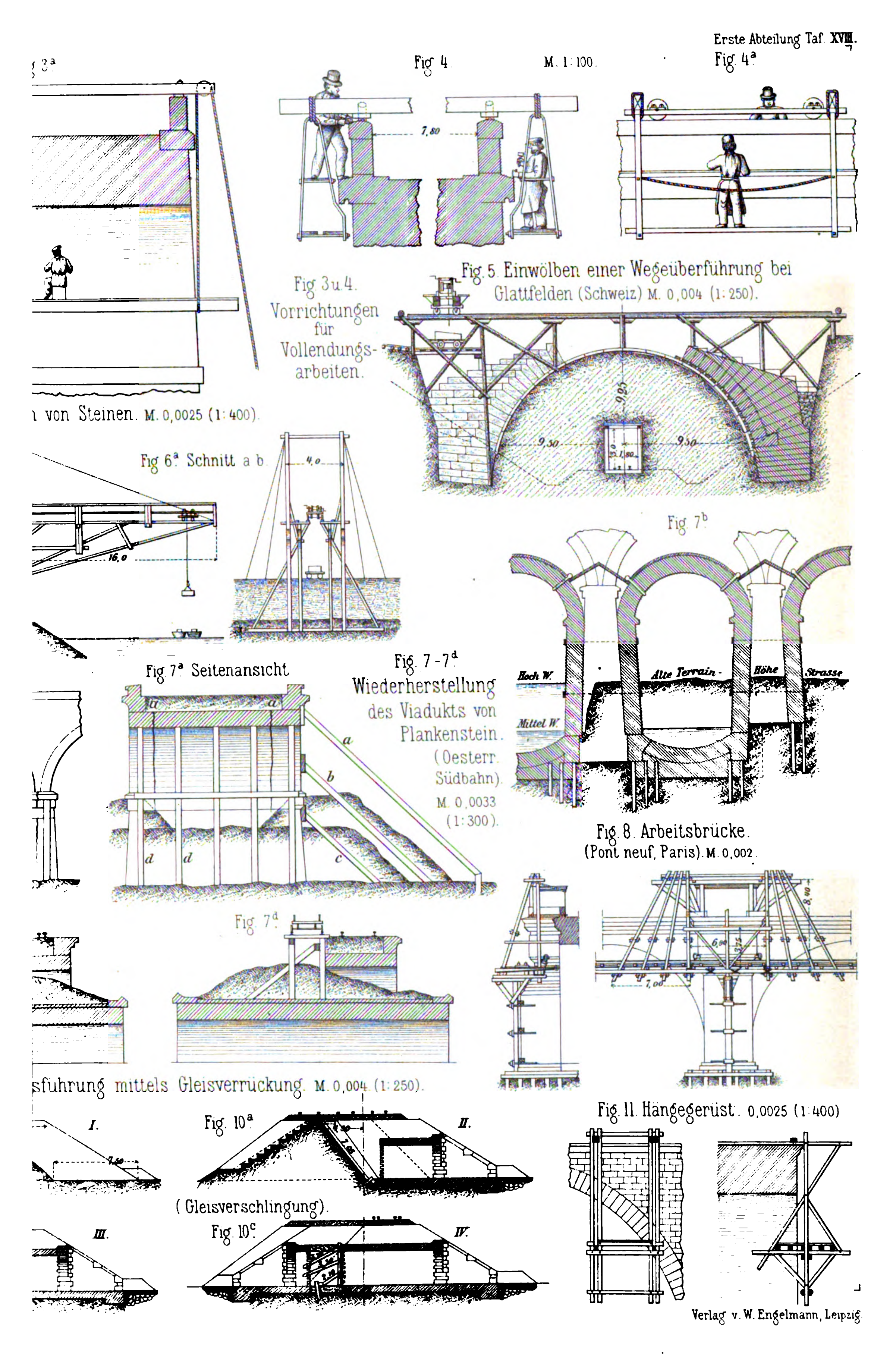
Fig. 12a. Seitenansicht.

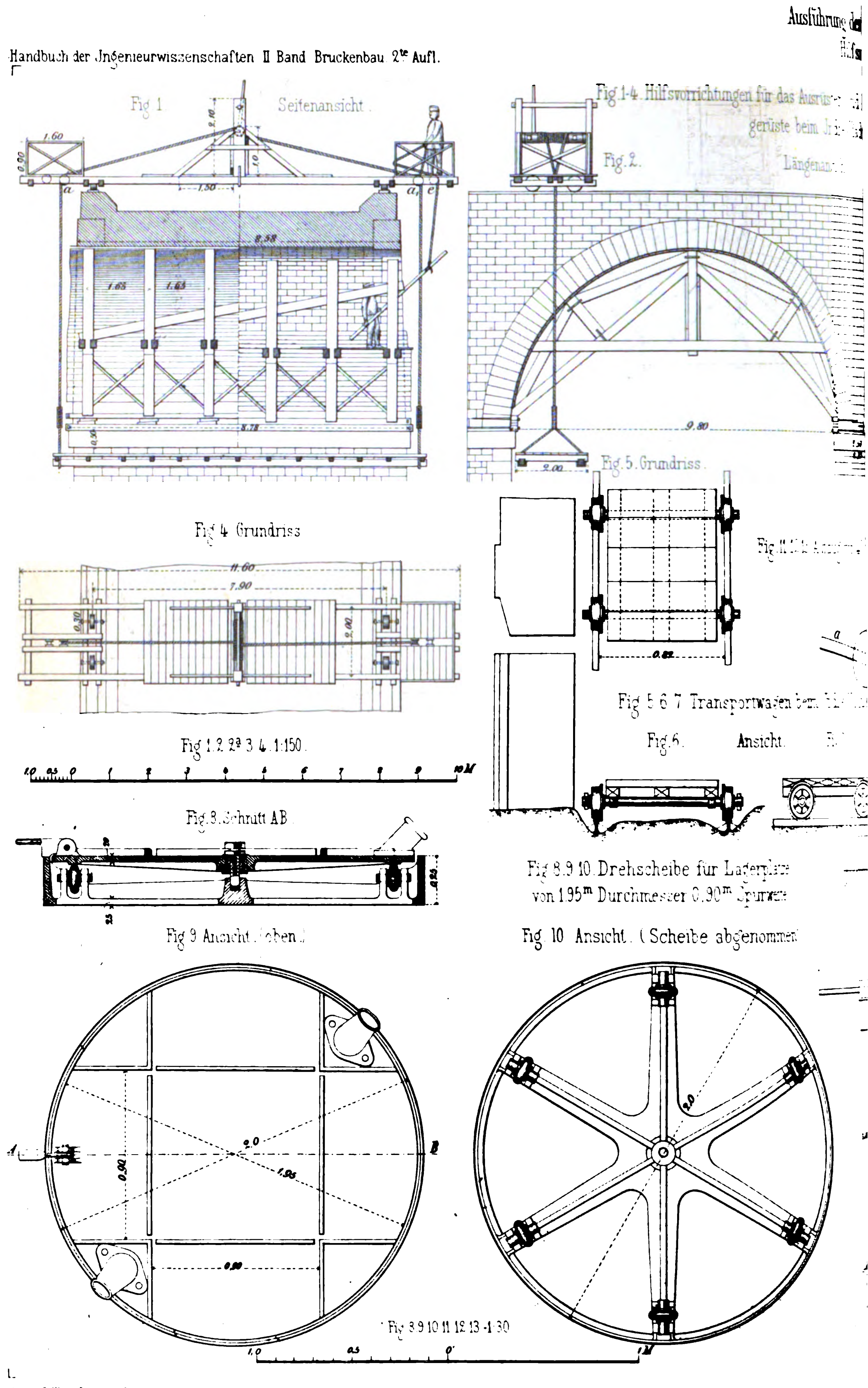
Fig. 12e. Rollenlager.

Fig. 12. Vorderansicht.

Fig. 12b. Grundriss.

Verlag v. W. Engelmann Leipzig


Fig. 3a
Fig. 4
M. 1:100.
Fig. 4a
7,80
Fig. 3 u. 4. Vorrichtungen für Vollendungs-arbeiten.
Fig. 5. Einwölben einer Wegeüberführung bei Glattfelden (Schweiz) M. 0,004 (1:250).
9,25
9,30
9,50
von Steinen. M. 0,0025 (1:400).
Fig 6a Schnitt a b.
4,0
16,0
Fig 7b
Hoch W.
Mittel W.
Alte Terrain - Höhe
Strasse
Fig. 7a Seitenansicht
Fig. 7 - 7d
Wiederherstellung des Viadukts von Plankenstein. (Oesterr. Südbahn). M. 0,0033 (1:300).
a
b
c
d
Fig. 8. Arbeitsbrücke. (Pont neuf, Paris). M. 0,002.
8,40
6,00
7,00
Fig. 7d
sfuhrung mittels Gleisverrückung. M. 0,004 (1:250).
Fig. 10a
I.
II.
III.
IV.
(Gleisverschlingung).
Fig. 10c
Fig. 11. Hängegerüst. 0,0025 (1:400)
Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.



Ausführung d
Fig 1. Seitenansicht.
Fig 1-4. Hilfsvorrichtungen für das Ausrüsten
gerüste beim
Fig 2.
Längenan
Fig 4 Grundriss
Fig 5. Grundriss.
Fig 1.2.2a 3 4. 1:150.
Fig 3. Schnitt AB
Fig 5 6 7 Transportwagen
Fig 6. Ansicht.
Fig 8.9.10. Drehscheibe für Lagerplätze
von 1.95m Durchmesser 0.90m Spurweite
Fig 9 Ansicht (oben)
Fig 10 Ansicht. (Scheibe abgenommen)
Fig 8.9.10.11.12.13. 1:30

assen der Lehr

Fig. 2a

Fig. 3. Seitenansicht.

Fig. 12. Schnitt AB

Fig. 13. Ansicht.

kraft.

Fig. 11. Grundriss.

Fig. 14. 15. 16. 17. Transportwagen von der Brücke Pierre St. Gaubert.

Fig. 14 Grundriss. Fig. 16.

Fig. 15. Ansicht. Fig. 17.

Fig. 14. 15. 16. 17 - 1 : 80.

Fig. 5. 6. 7. - 1 : 40.

Verlag v. W. Engelmann Leipzig.

Hölzer[illegible]

Fig 1-18 Intermistische hölze[illegible]

Fig 1 u 2 Definitive eiserne Brücke von 12m Weite.

Fig 1.

12m

Fig 3-6. Intermistische hölzerne Brücke zu Fig 1 u 2

Fig 3

a c e b d f

Fig 4.

Schnitt a b.

Fig 13.

Fig 14.

25m

Schnitt g h.

Fig 13 u 14. Definitive eiserne Brücke von 25m Weite.

Fig. 19-33. Intermistische hölzerne [illegible]

Fig 19

2m

Fig 20.

3m

Fig 19 u 20. Intermistische hölzerne Brücke zu einer steinernen Brücke von 2m Weite.

Fig 25

Fig 26.

5m

Fig 25-27 Intermistische hölzerne Brücke zu einer steinernen Brücke von 10m Weite.

Fig 30.

10m

Fig 30 u 31. Intermistische hölzerne Brücke zu einer steinernen Brücke von 10m Weite.

Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

lurch eiserne zu ersetzende Brücken.

Fig. 7.

Fig. 8.

20m

Fig. 7 u. 8. Definitive eiserne Brücke von 20m Weite.

Fig. 9-12. Jnterimistische hölzerne Brücke zu Fig. 7 u. 8.

Fig. 6.

Fig. 9.

l i g m k h

Schnitt e f.

Fig. 12.

Schnitt l m.

Fig. 15.

Fig. 16.

Fig. 17.

Fig. 18.

Fig. 15-18. Jnterimistische hölzerne Brücken zu Fig. 13 u. 14.

teinerne zu ersetzende Brücken.

Fig. 22.

Fig. 23.

5m

Fig. 24.

Interimistische hölzerne
r steinernen Brücke von 3m Weite.

Fig. 23 u. 24. Jnterimistische hölzerne Brücke zu einer steinernen Brücke von 5m Weite.

Fig. 28.

6m

Fig. 29.

Fig. 28 u. 29. Jnterimistische
Brücke zu einer steinernen
Brücke von 6m Weite.

Fig. 32.

Fig. 33.

7.5m

Fig. 32 u. 33. Jnterimistische
hölzerne Brücke zu einer steinernen
Brücke von 15m Weite.

Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.

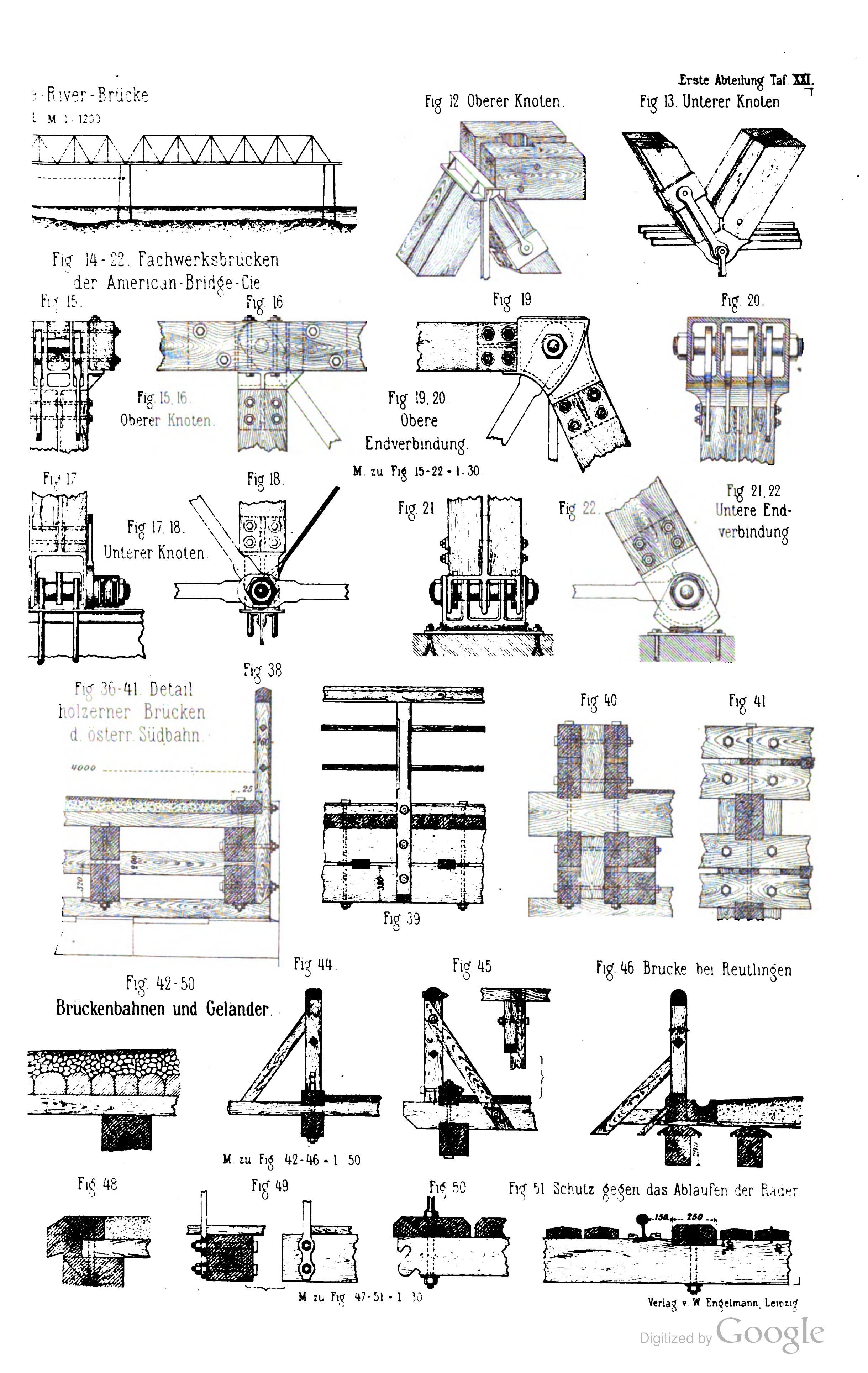

-River-Brücke
M. 1:1200
Fig. 12 Oberer Knoten.
Fig. 13. Unterer Knoten
Fig. 14-22. Fachwerksbrücken der American-Bridge-Cie
Fig. 15.
Fig. 16
Fig. 15. 16. Oberer Knoten.
Fig. 19
Fig. 19. 20 Obere Endverbindung.
Fig. 20.
M. zu Fig. 15-22 = 1:30
Fig. 17
Fig. 18.
Fig. 17. 18. Unterer Knoten.
Fig. 21
Fig. 22.
Fig. 21. 22 Untere End-verbindung
Fig. 36-41. Detail hölzerner Brücken d. österr. Südbahn.
Fig. 38
4000
25
Fig. 39
Fig. 40
Fig. 41
Fig. 42-50 Brückenbahnen und Geländer.
Fig. 44.
Fig. 45
Fig. 46 Brücke bei Reutlingen
M. zu Fig. 42-46 = 1:50
Fig. 48
Fig. 49
Fig. 50
Fig. 51 Schutz gegen das Ablaufen der Räder
150
250
M. zu Fig. 47-51 = 1:30
Verlag v. W. Engelmann, Leipzig

Fig. 1-7 Sprengwerkbrücke der oesterr. Nordwestbahn.

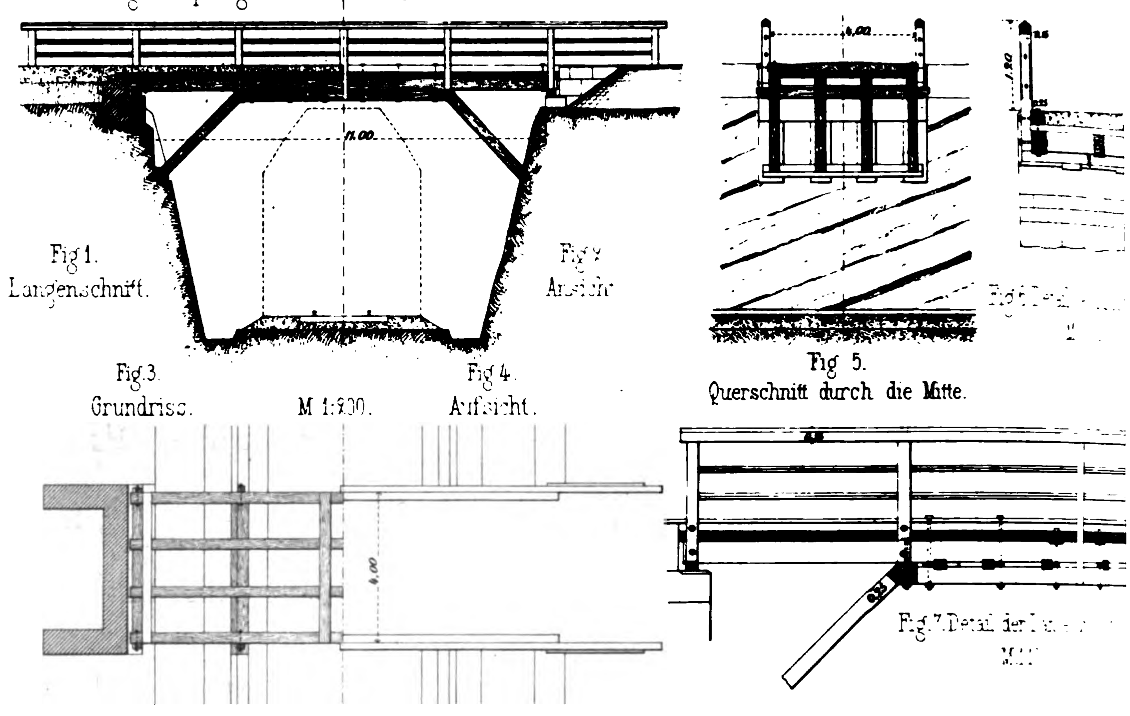


Fig. 16 Ansicht

Fig. 17 Längenschnitt

17.50

H.W.

M.W.

N.W.

Sand mit Schlamm

Fester Grund

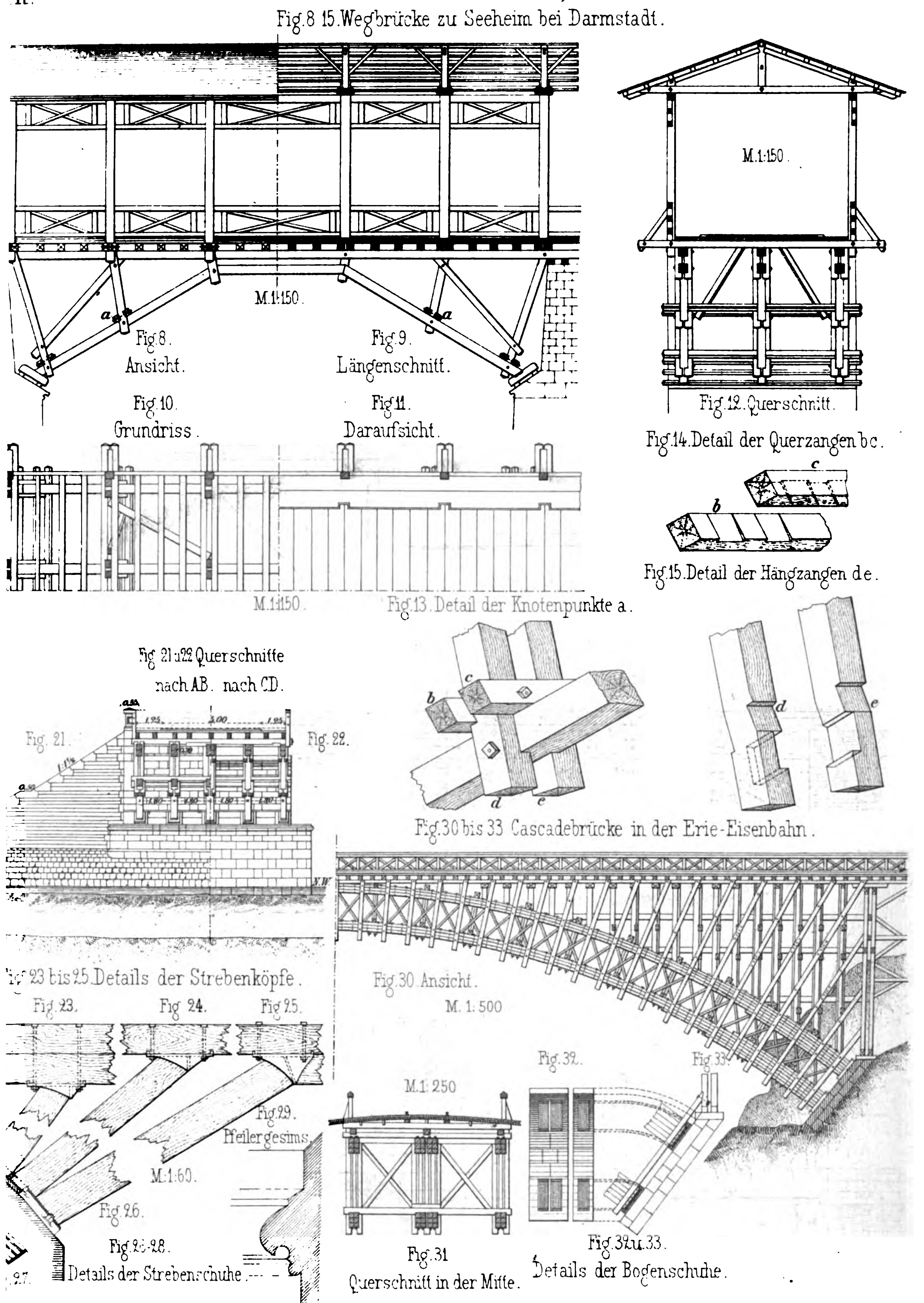
M. 1:300.

Fig. 18 nach Horizontalschnitt E F

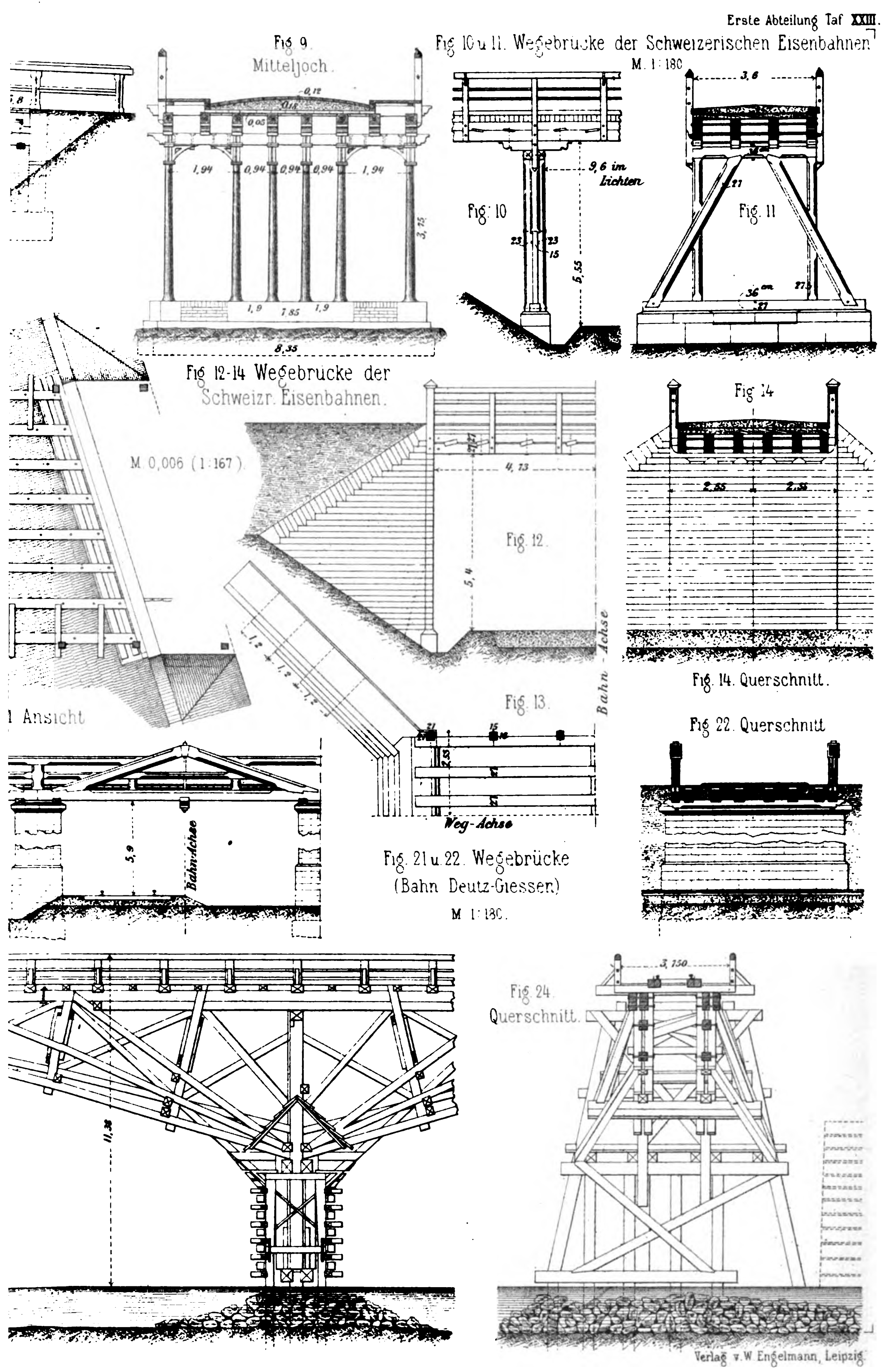
Brücken-Axe

Fig. 19. Daraufsicht mit Bohlenbelag.

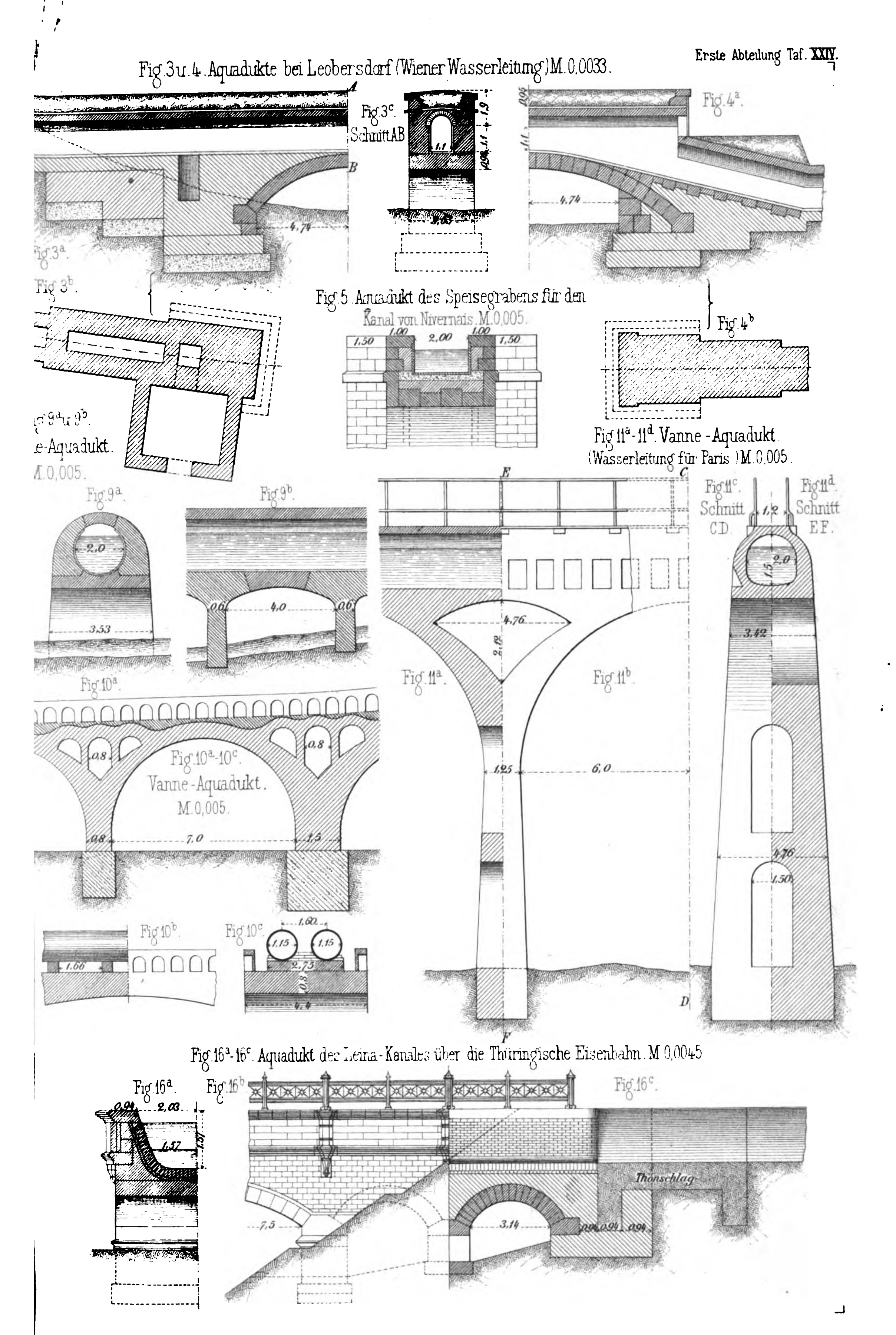
Fig. 20. Daraufsicht ohne Bohlenbelag.



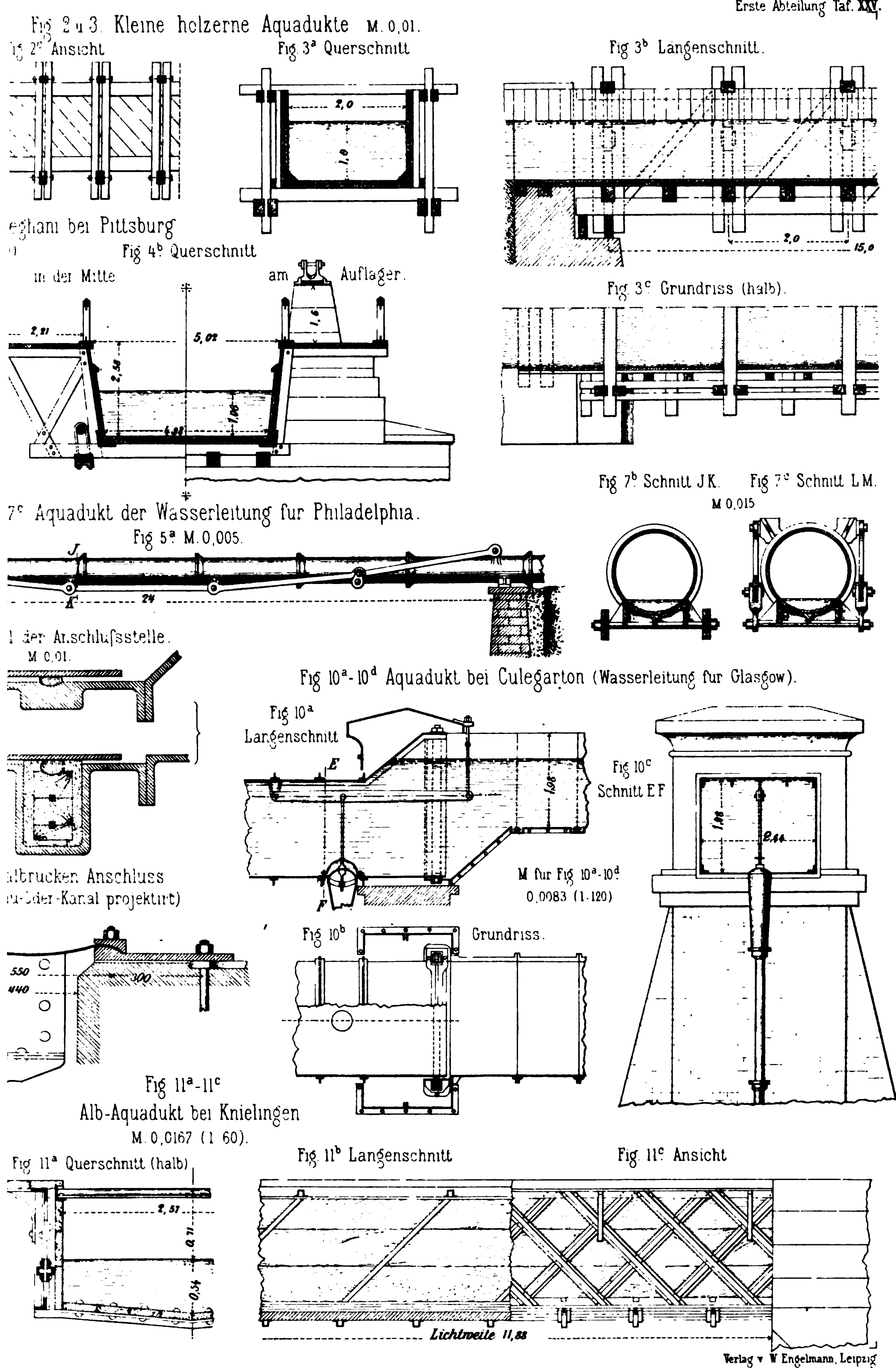
Verlag v. W. Engelmann Leipzig.



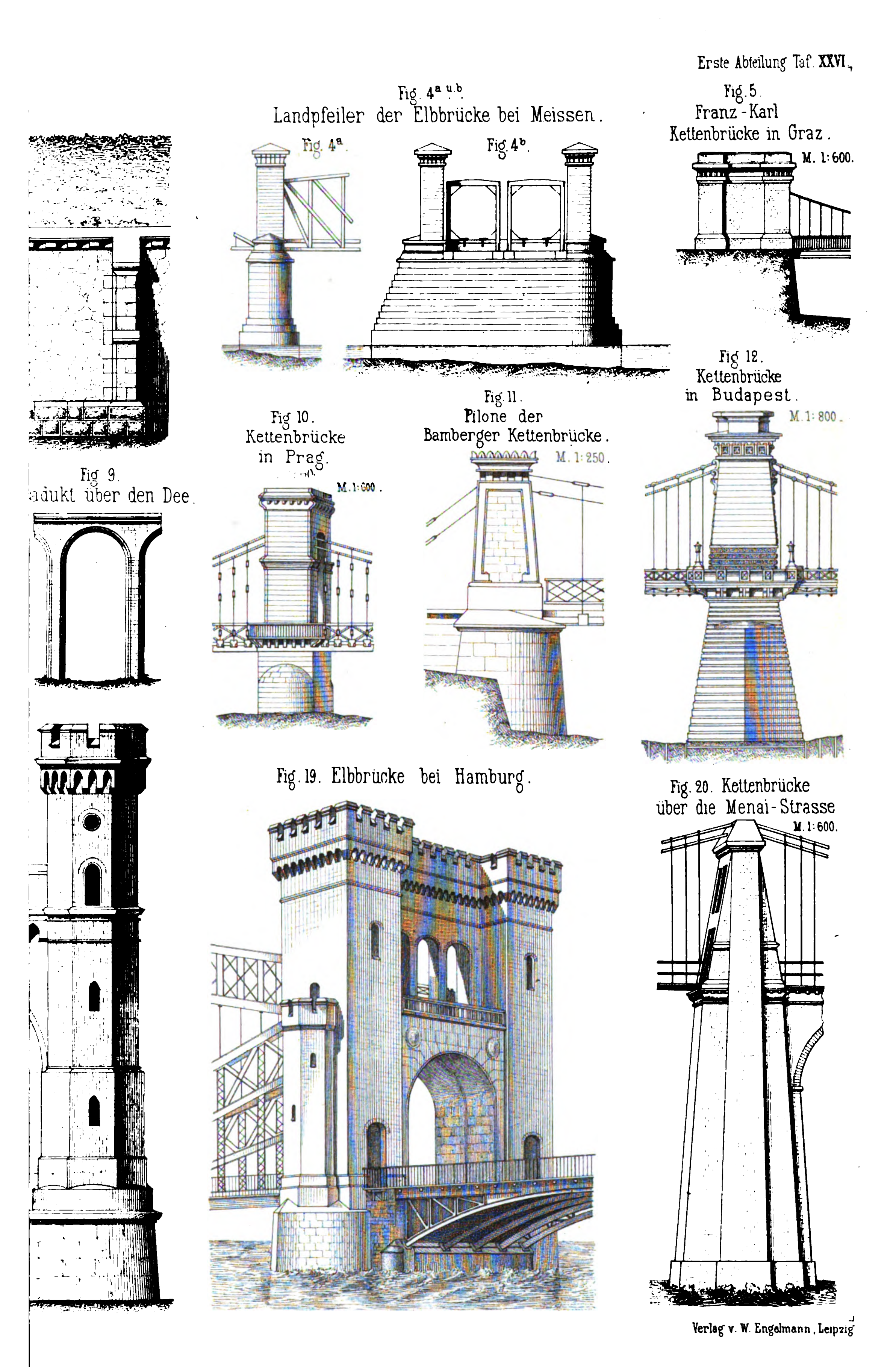
Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.



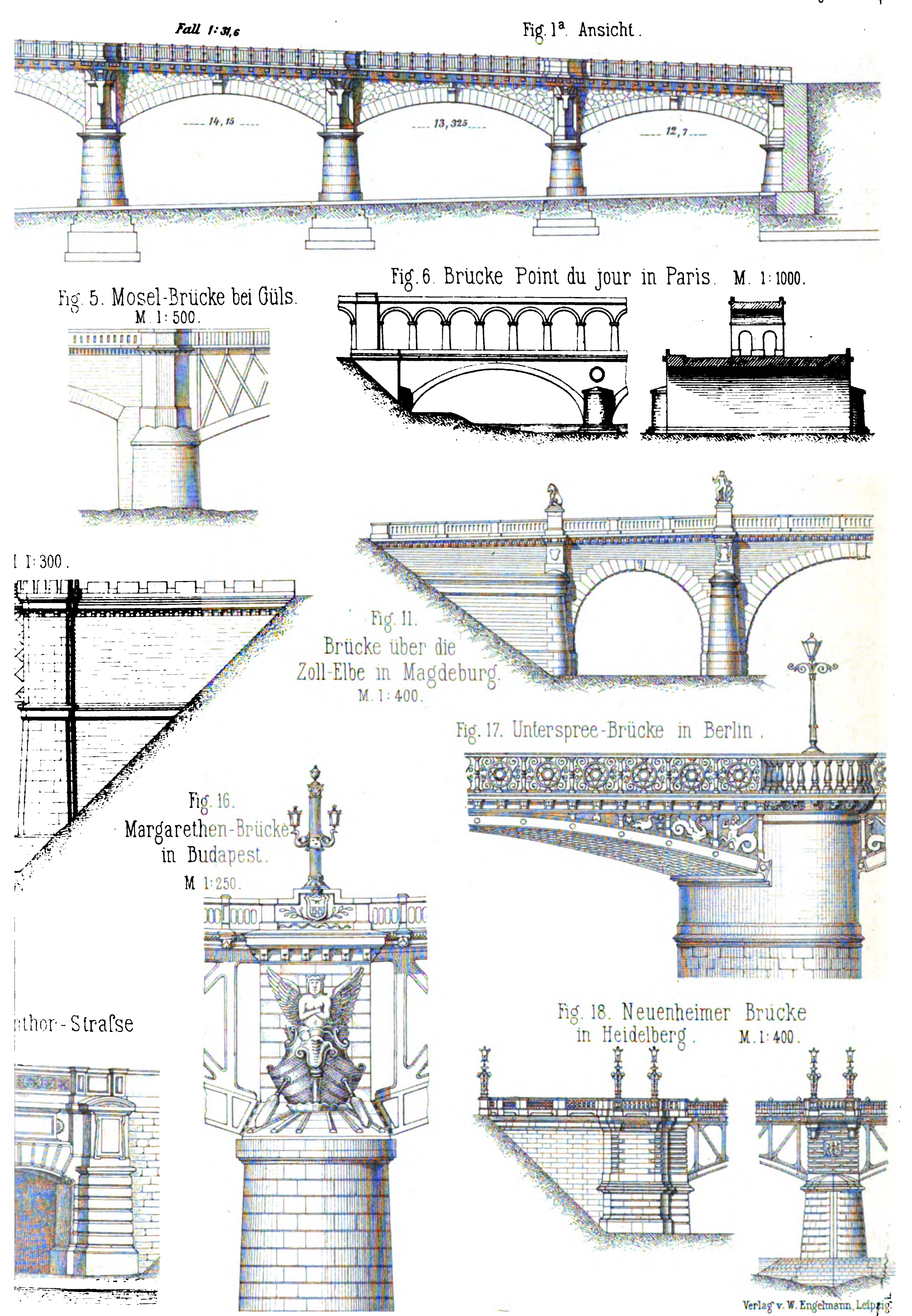
Verlag v. W. Engelmann Leipzig.



Verlag v. W. Engelmann, Leipzig



Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.



Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.

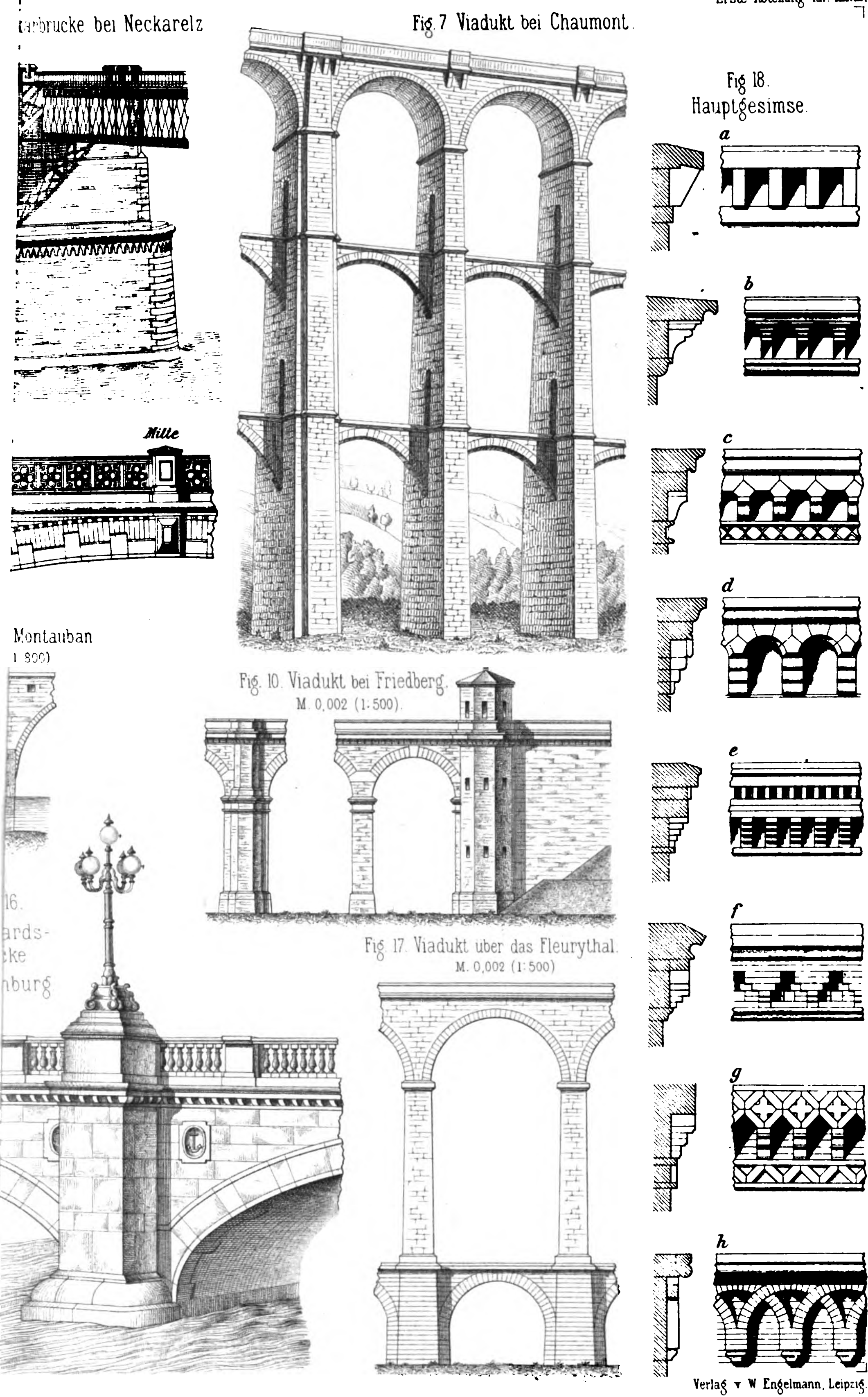


Fig. 7 Viadukt bei Chaumont.

Fig. 10. Viadukt bei Friedberg. M. 0,002 (1:500).

Fig. 17. Viadukt über das Fleurythal. M. 0,002 (1:500)

Fig. 18. Hauptgesimse.

Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.